



ANEJO VII

ESTUDIOS HIDROLÓGICOS



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	AVII.1
2. CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO EN EL RÍO JUAN DÍAZ	AVII.1
2.1. Descripción de la cuenca hidrográfica del río Juan Díaz	AVII.2
2.2. Metodología para el cálculo de los caudales de crecida	AVII.4
2.2.1. Modelo de cuenca	AVII.5
2.2.2. Modelo meteorológico	AVII.14
2.3. Calibración del modelo	AVII.18
2.4. Resultados	AVII.20
2.5. Efecto de la urbanización prevista en la cuenca	AVII.24
2.5.1. Modelado del efecto de la urbanización de la cuenca en los caudales de avenida	AVII.25
2.5.2. Resultados	AVII.29
2.6. Efecto del cambio climático	AVII.33
2.6.1. Proyecciones en el régimen extremal de precipitaciones	AVII.33
2.6.2. Efecto del cambio climático en los caudales de diseño	AVII.35
3. CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO EN MICROCUECAS URBANAS	AVII.36
3.1. Metodología aplicada	AVII.36
3.2. Definición de microcuencas	AVII.37
3.3. Resultados	AVII.39
4. BIBLIOGRAFÍA	AVII.42

1. INTRODUCCIÓN

Como se ha indicado en la memoria, en el presente anejo se presentan los estudios hidrológicos realizados dentro del Estudio integral de actuaciones de mitigación de inundaciones en la cuenca de Juan Díaz de la ciudad de Panamá.

El cálculo de los caudales de crecida se ha llevado a cabo de forma diferente en el caso de la inundación fluvial y en la originada por las escorrentías urbanas.

Esta diferenciación viene condicionada por la necesidad de un tratamiento distinto de la transferencia lluvia-caudal en cuencas de escala tan diferente. Así, en la cuenca fluvial se ha aplicado un método de estimación de las pérdidas del aguacero (método del número de curva) y de transformación de la lluvia neta a escorrentía (método del hidrograma unitario), más adecuado a las condiciones de cuencas hidrológicas de tamaño medio (centenares de km²), mediante el uso de un modelo específico, *HEC-HMS*.

En el caso de microcuencas urbanas, el planteamiento ha sido utilizar un método de pérdida constante para la estimación de la lluvia neta sobre una malla de cálculo mucho más detallada. Para ello se ha utilizado el modelo hidrológico distribuido de que dispone el programa *InfoWorks ICM*. Ello permite precisar mucho mejor los caudales en cuencas de pocos km² de extensión que cuentan, además, con una densidad muy alta de redes de drenaje.

2. CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO EN EL RÍO JUAN DÍAZ

Para la determinación de los caudales de diseño asociados a episodios de precipitación con distintos periodos de retorno se ha empleado el modelo *HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System)* desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. En concreto se han calculado los caudales asociados a periodos de retorno de T=10, 20 años (de interés para el diseño del drenaje urbano) y T= 50, 100 y 500 años, aplicables al diseño de las actuaciones fluviales.

Dado el nivel de detalle requerido en este estudio se tendrá en cuenta, no sólo la probabilidad del caudal pico, sino la probabilidad conjunta de caudal y volumen de agua del hidrograma, con el fin de poder dimensionar adecuadamente las zonas de laminación o expansión del flujo.

A continuación se recoge, en primer lugar una descripción hidrográfica de la cuenca (apartado 2.1). En los apartados siguientes se describe la metodología utilizada para el desarrollo del modelado hidrológico de la cuenca (apartado 2.2), la calibración del modelo (apartado 2.3) y, por último, los resultados de la modelización (apartado 2.4).

Además, se incluye el estudio de la influencia en los caudales de diseño obtenidos para la situación actual, del efecto del desarrollo urbanístico previsto en la cuenca (apartado 2.5) y por efecto del cambio climático (apartado 2.6).

2.1. Descripción de la cuenca hidrográfica del río Juan Díaz

El territorio de la república de Panamá con un área superficial continental e insular de 75,524 km², se encuentra dividido en 52 cuencas hidrográficas, resultantes de la clasificación elaborada durante el desarrollo del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano (PHCA) que culminó en el año 1972.

Los ríos corren en dos vertientes: la del Pacífico, que abarca el 70% del territorio nacional, y la del Caribe o Atlántico, que ocupa el 30% restante. La divisoria continental está constituida por una serie de cadenas montañosas que se extienden de Este a Oeste. La mayoría de los cauces son de corto recorrido y descargan perpendicularmente al litoral costero, debido a su orografía y a la estrechez de su territorio. Las 52 cuencas del país tienen superficies entre 133 y 4,984 km².

El presente estudio se centra en la cuenca del río Juan Díaz dejando fuera los ríos de menor entidad que se engloban en la cuenca nº 144: "río Juan Díaz y entre río Juan Díaz y Pacora", que cuenta con una superficie de 322 Km² y que está formada por el conjunto de varios ríos de tamaño medio y pequeño que se sitúan cuasi-paralelos desembocando en la bahía de Panamá y abarcando parte del distrito de Panamá y San Miguelito (Figura AVII.1).

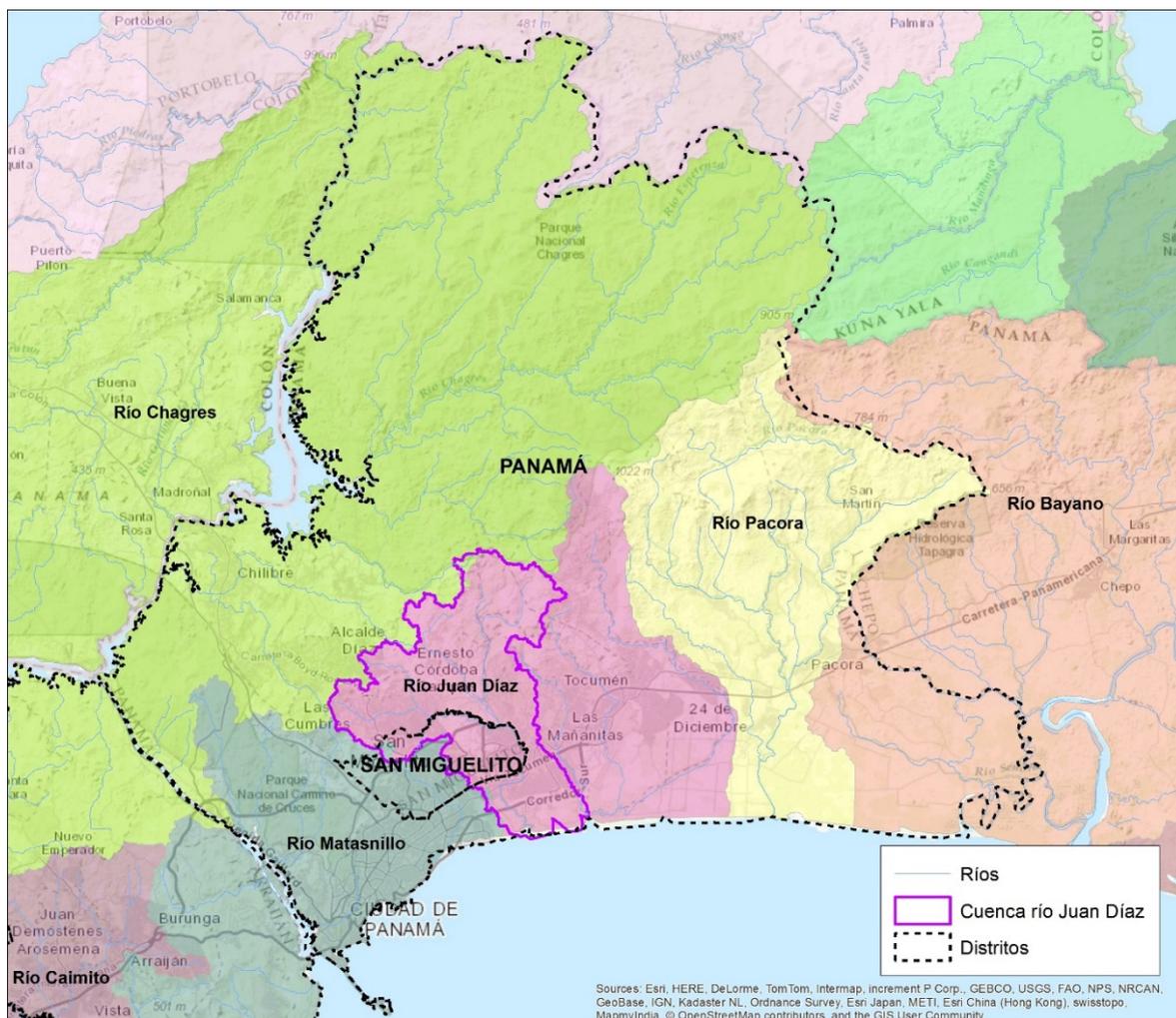


Figura AVII.1. Localización de la cuenca del río Juan Díaz dentro de las cuencas del proyecto PHCA.

La cuenca del río Juan Díaz está ubicada hacia el sudeste de la provincia de Panamá, nace en Cerro Azul, a una altitud de 691 msnm y desemboca en la bahía de Panamá. Sus principales afluentes son los ríos Las Lajas, María Prieta, Naranjal, Palomo, la Quebrada Espavé y la Quebrada Malagueto.

La cuenca tiene un área de drenaje de 149.97 km², siendo la cuenca hidrográfica más grande de las que atraviesan el distrito de Panamá en la dirección Norte-Sur. La topografía de la cuenca es accidentada con una pendiente media del 12.8%, estando el relieve compuesto por colinas y cerros bajos, tales como Cerro Bartolo, Cerro Santa Cruz, Cerro El Brujo, Cerro Batea, Cerro Viento y Cerro Bandera. Tiene numerosas cascadas en la cuenca alta, lo cual favorece el rápido escurrimiento de las aguas superficiales y los consecuentes bajos tiempos de concentración.

Una característica importante de esta cuenca es la formación de meandros en su parte baja debido a la erosión y deposición de sedimentos. Aunque en su parte alta existe aún vegetación abundante, la cuenca sufre un proceso acelerado de urbanización, contando en la actualidad un área urbanizada de 22% del área total de la cuenca. Este rápido proceso de urbanización causa impactos importantes sobre la hidrología de la cuenca, ya que se disminuye el área de bosque, reemplazándola por áreas impermeables de viviendas, carreteras e instalaciones industriales, lo que aumentan el coeficiente de escurrimiento superficial, disminuyendo el tiempo de concentración y, por lo tanto, aumentando los caudales pico con los consiguientes problemas de inundaciones.

En la figura AVII.2 se presenta la red hidrográfica principal de la cuenca del Juan Díaz considerada en este estudio, donde se ha añadido en la parte baja la zona de ciudad radial por ser de especial interés. Dicha subcuenca aumenta el área de estudio a 161.2 km².

Además de establecer un modelo de cuenca y un modelo meteorológico, es preciso definir, previamente a la ejecución propiamente dicha del programa HEC-HMS, un conjunto de variables de control, tales como el incremento de tiempo de cálculo y la fecha y hora de comienzo y final del período de tiempo que se pretende analizar.

En este apartado se realiza una breve descripción de la modelación de los diversos componentes que intervienen en el proceso de transferencia lluvia-caudal, tal como se considera en el programa HEC-HMS:

1. Modelo de cuenca.
 - a. Puntos de cálculo y subcuencas del modelo.
 - b. Representación conceptual de la cuenca.
 - c. Método de estimación de las pérdidas del aguacero.
 - d. Método de transformación lluvia-escorrentía.
 - e. Método de transito de los hidrogramas.
2. Modelo meteorológico.
 - a. Caracterización del régimen extremal de precipitaciones (curvas IDF).
 - b. Distribución temporal de las precipitaciones (hietogramas de diseño).

2.2.1. Modelo de cuenca

2.2.1.1. Puntos de cálculo y subcuencas del modelo

El primer paso para la implementación del modelo es la selección de los puntos de cálculo. Su ubicación concreta da lugar a una determinada división de la cuenca del río Juan Díaz en subcuencas, a las que se les asignan características homogéneas al utilizar un modelo agregado como el HEC-HMS. Resulta obvio que cuanto mayor sea el número de puntos seleccionado, tanto mayor será el número de subcuencas, el tiempo de cálculo y la complejidad del modelo.

En este caso concreto se han colocado los puntos de cálculo aprovechando, en primer lugar, los puntos que se utilizaron en el proyecto del ICES para la ciudad de Panamá y añadiendo a los mismos las principales incorporaciones de afluentes al río Juan Díaz y una serie de puntos de interés para el objeto del estudio en la zona baja de la cuenca.

En la figura AVII.3 se presentan las 33 subcuencas (cuyas superficies se recogen en la tabla AVII.1) en las que se ha dividido la cuenca del río Juan Díaz tras la asignación de 25 puntos de cálculo a lo largo de la misma.

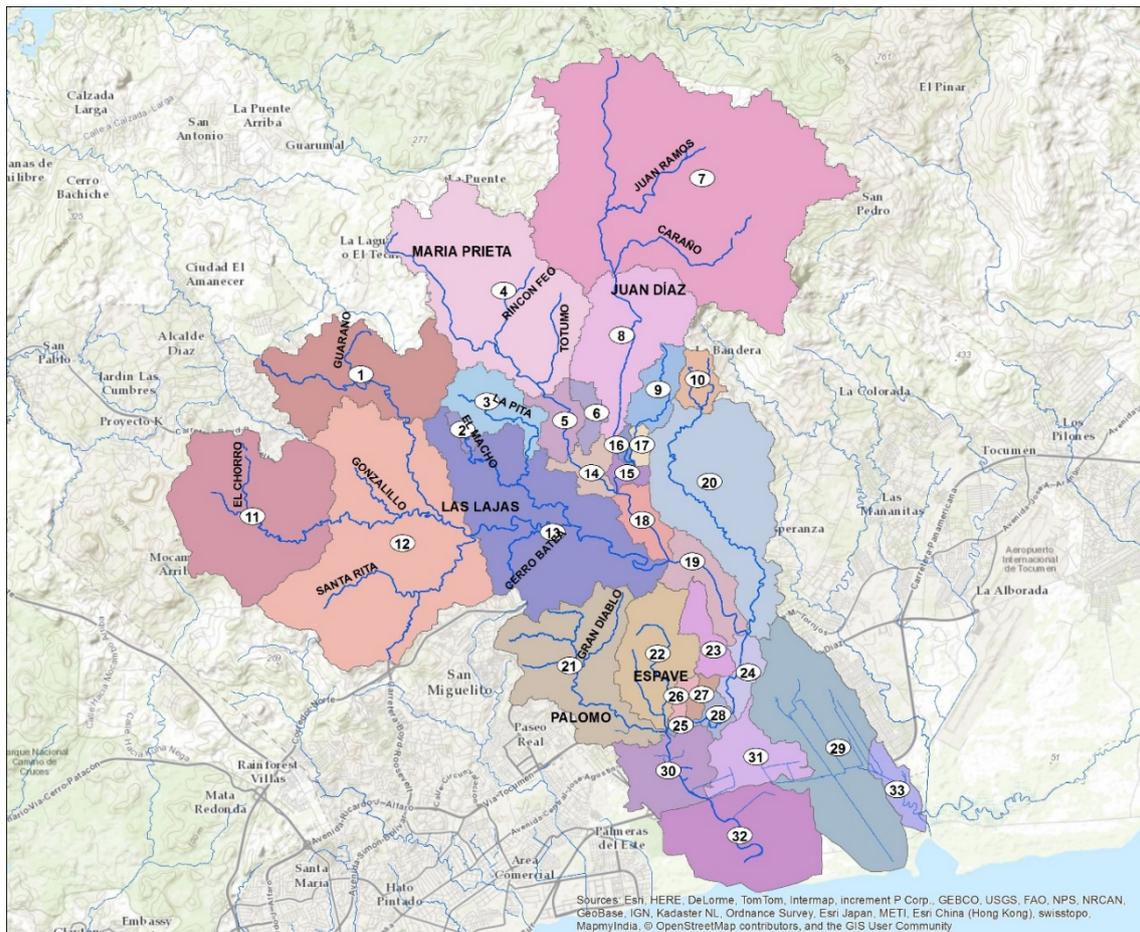


Figura AVII.3. Delimitación de subcuencas en la cuenca del río Juan Díaz.

Subcuenca	Sup (km ²)	Subcuenca	Sup (km ²)
S1	7.51	S18	1.37
S2	0.31	S19	2.22
S3	2.58	S20	10.16
S4	12.90	S21	7.49
S5	1.41	S22	4.21
S6	0.78	S23	1.36
S7	29.26	S24	1.17
S8	6.27	S25	0.16
S9	1.60	S26	0.39
S10	1.07	S27	0.42
S11	10.97	S28	0.54
S12	18.21	S29	9.99
S13	12.52	S30	3.27
S14	1.17	S31	2.68
S15	0.52	S32	6.81
S16	0.24	S33	1.25
S17	0.40		

Tabla AVII.1. Superficie vertiente de cada subcuenca.

2.2.1.2. Representación conceptual de la cuenca

Con objeto de poder representar adecuadamente el comportamiento hidrológico de una determinada cuenca, es preciso, en primer lugar, llevar a cabo una representación esquemática de la misma, que refleje, de la mejor manera posible, su morfología y las características de su red de drenaje. En dicha representación esquemática se utilizan generalmente diversos tipos de elementos, dentro de los cuales se desarrollan los procesos hidrológicos de la cuenca.

En este sentido, el programa HEC-HMS incluye diferentes tipos de elementos. A continuación se indica la descripción y funcionalidad de los considerados en el presente estudio:

Subcuenca: Este tipo de elemento se caracteriza porque no recibe ningún flujo entrante y da lugar a un único flujo saliente, que es el que se genera en la subcuenca a partir de los datos meteorológicos, una vez descontadas las pérdidas de agua, transformado el exceso de precipitación en escorrentía superficial y añadido el flujo base. Se utiliza para representar cuencas vertientes de muy variado tamaño.

Tramo de cauce: Se caracteriza porque recibe uno o varios flujos entrantes y da lugar a un solo flujo saliente. Los flujos entrantes, que provienen de otros elementos de la cuenca, tales como subcuencas u otros tramos de cauce, se suman antes de abordar el cálculo del flujo saliente. Este tipo de elementos se suele utilizar para representar tramos de ríos o arroyos en los que se produce el tránsito de un determinado hidrograma.

Confluencia: Se caracteriza porque recibe uno o varios flujos entrantes y da lugar a un solo flujo saliente, con la particularidad de que el flujo saliente se obtiene directamente como suma de los flujos entrantes, considerando nula la variación del volumen almacenado en la misma. Permite representar la confluencia propiamente dicha de ríos o arroyos, aunque ello no es imprescindible, ya que los flujos entrantes pueden proceder también de subcuencas parciales.

Fuente: Junto con la subcuenca, es una de las dos maneras de generar caudal en el modelo de cuenca. Se suele utilizar para representar condiciones de contorno en el extremo de aguas arriba, y el caudal considerado puede proceder del resultado del cálculo efectuado en otras cuencas.

Sumidero: Recibe uno o varios flujos entrantes y no da lugar a ningún flujo saliente. Este tipo de elemento puede ser utilizado para representar el punto más bajo de una cuenca endorreica o el punto de desagüe final de la cuenca en cuestión.

La combinación de estos tipos de elementos, con las adecuadas conexiones entre ellos, constituye finalmente la representación conceptual de la cuenca total.

En la figura AVII.4 se presenta el esquema de 33 subcuencas, 21 tramos de río y 25 puntos de cálculo (colocados en todas las confluencias del modelo) conceptualizados en el modelo hidrológico HEC-HMS de la cuenca de Juan Díaz.

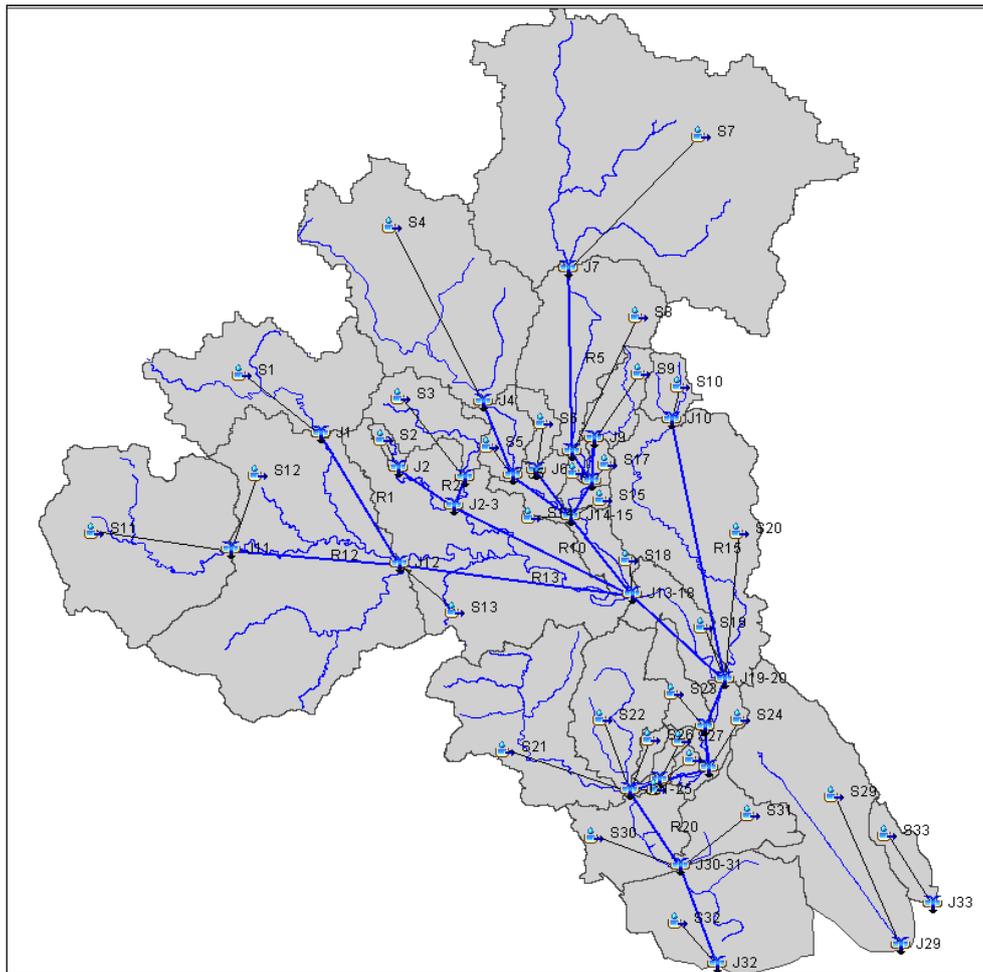


Figura AVII.4. Modelo de cuenca (Basin Model) generado para la cuenca del río Juan Díaz.

2.2.1.3. Método de estimación de las pérdidas del aguacero

Las pérdidas del aguacero se han estimado mediante el método del Número de Curva del SCS (*Soil Conservation Service*, 1964).

Para una tormenta de precipitación (P) existe una cantidad de precipitación que escurre directamente (P_e). La cantidad de agua retenida (F_a) es menor que la capacidad de retención de la cuenca (S). Existe además una capacidad de infiltración inicial (I_a) para la cual no se produce escorrentía superficial. La escorrentía potencial es por tanto $(P - I_a)$.

El método SCS supone que son iguales las relaciones entre capacidades reales y potenciales de infiltración y generación de escorrentía.

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad \text{Ecuación 1}$$

Aplicando el principio de continuidad $P = P_e + I_a + F_a$ y sustituyendo en la primera ecuación se llega a:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad \text{Ecuación 1}$$

Para muchas cuencas experimentales se ha comprobado que $I_a=0.2S$, y por tanto, sustituyendo:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P - 0.8 \cdot S} \quad \text{Ecuación 3}$$

Se dibujan las curvas P_e frente a P para las cuencas y se ha recurrido a adimensionalizar mediante un número de curva CN (Curve Number) comprendido entre 0 y 100.

El número de curva (CN) y la capacidad de retención máxima de la cuenca (S) se relacionan mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (S \text{ en pulgadas}) \quad \text{Ecuación 4}$$

Dichos números de curva se encuentran tabulados en función del tipo y uso del suelo y pueden corregirse en función de las condiciones de humedad antecedentes en la cuenca.

Para la definición del número de curva se distinguen, en primer lugar los siguientes tipos, relacionados con su comportamiento hidrológico:

- Suelos tipo A: Arenas profundas. Suelos con gran capacidad de infiltración, incluso mojados.
- Suelos tipo B: Suelos poco profundos, margas arenosas. Suelos con moderadas capacidades de infiltración.
- Suelos tipo C: Margas arenosas o arcillosas poco profundas. Suelos con poco contenido orgánico y suelos arcillosos. Suelos de lenta infiltración.
- Suelos tipo D: Suelos expansivos, materiales con muy alta plasticidad. Suelos con infiltración muy lenta.

Para caracterizar los usos del suelo en la cuenca se ha utilizado la información proporcionada por la Autoridad Nacional de Ambiente de Panamá (ANAM) que se recoge en la figura AVII.5. Por otro lado, en la tabla AVII.2 se indican los números de curva correspondientes a cada uso de suelo y a condiciones antecedentes normales de humedad (situación antecedente tipo II o CNII).

Las relaciones entre el número de curva para dichas condiciones antecedentes normales (CNII) y otras correspondientes a suelo seco (CNI) o saturado (CNIII) son:

$$CNI = \frac{4.2 \cdot CNII}{10 - 0.058 \cdot CNII} \quad \text{y} \quad CNIII = \frac{23 \cdot CNII}{10 + 0.13 \cdot CNII} \quad \text{Ecuaciones 5 y 6}$$

Para el cálculo de caudales en este estudio se han aplicado valores de Número de Curva para la condición de humedad antecedente tipo II y se han considerado que los suelos de toda la cuenca son de tipo C (suelos de lenta infiltración), de acuerdo con su naturaleza edafológica y con las pendientes de la zona media y alta del cauce.

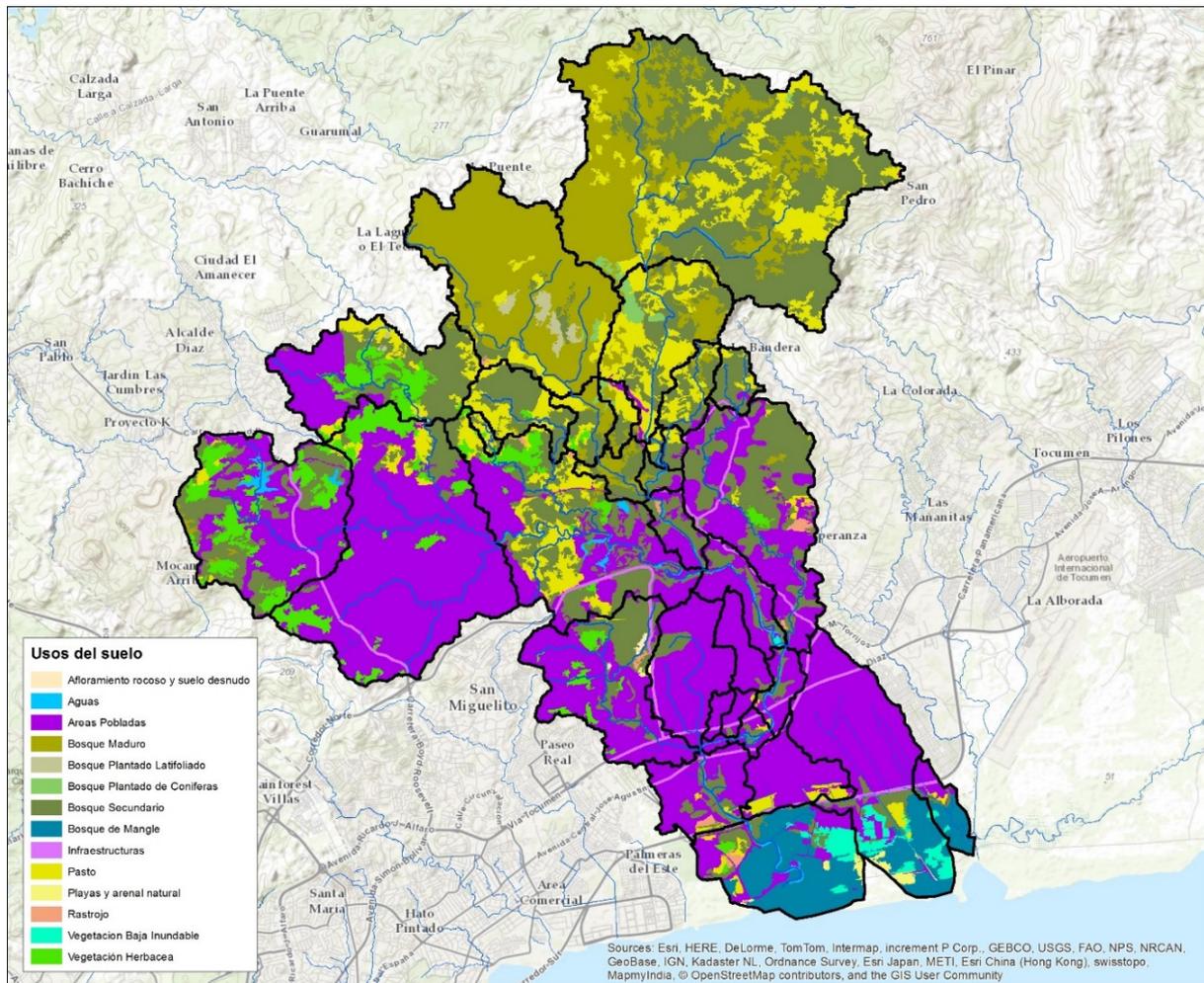


Figura AVII.5. Usos del suelo y tipo de vegetación en la cuenca del río Juan Díaz Fuente: ANAM.

Tipo	CNII
Afloramiento rocoso y suelo desnudo	87
Aguas	100
Áreas Pobladas (suelo urbano)	86
Bosque de Mangle	96
Bosque Maduro	71
Bosque Plantado de Coníferas	58
Bosque Plantado Latifoliado	71
Bosque Secundario	71
Infraestructuras	95
Pasto	67
Playas y arenal natural	25
Rastrojo	71
Vegetación Baja Inundable	61
Vegetación Herbácea	75

Tabla AVII.2. Numero de curva en condiciones antecedentes tipo II (CNII) y suelo tipo C para los diferentes usos del suelo y vegetación en la cuenca del Juan Díaz.

A partir de estos valores del número de curva se han obtenido los parámetros de entrada al modelo: número de curva (CNII) y abstracción inicial (Ia) para cada subcuenca promediadas según el área ocupada por los diferentes usos del suelo. Los valores de dichos parámetros se recogen en la tabla AVII.3.

Subcuenca	CN II	I_a [mm]
S1	80	12.7
S2	73	18.8
S3	74	17.8
S4	75	16.9
S5	75	16.9
S6	74	17.8
S7	75	16.9
S8	75	16.9
S9	75	16.9
S10	76	16.0
S11	80	12.7
S12	84	9.7
S13	76	16.0
S14	71	20.7
S15	75	16.9
S16	72	19.8
S17	72	19.8
S18	79	13.5
S19	83	10.4
S20	79	13.5
S21	81	11.9
S22	84	9.7
S23	85	9.0
S24	83	10.4
S25	87	7.6
S26	86	8.3
S27	85	9.0
S28	83	10.4
S29	73	18.8
S30	83	10.4
S31	84	9.7
S32	85	9.0
S33	73	18.8

Tabla AVII.3. Número de Curva (CN) y abstracción inicial (I_a) empleado en cada subcuenca.

2.2.1.4. Método de transformación lluvia-escorrentía

El método utilizado para establecer la transformación lluvia-caudal ha sido el hidrograma unitario del SCS (Soil Conservation Service, 1985). En la tabla AVII.4 se presentan los valores de los tiempos de concentración (T_c) de cada subcuenca, determinados mediante la fórmula de Témez (1978) (Ecuación 7) y los valores del tiempo de retardo (T_{lag}) (Ecuación 8).

Subcuenca	L (km)	I (m/m)	T_c (min)	T_{lag} (min)
S1	4.4	0.019	118.4	71.0
S2	0.9	0.042	30.5	18.3
S3	3.1	0.025	84.9	51.0
S4	5.2	0.018	135.1	81.1
S5	1.9	0.017	64.2	38.5
S6	1.6	0.028	50.8	30.5
S7	3.4	0.014	102.8	61.7
S8	4.5	0.024	115.5	69.3
S9	2.4	0.078	56.5	33.9
S10	1.1	0.120	29.6	17.7
S11	3.7	0.061	82.1	49.2
S12	6.2	0.014	162.1	97.2
S13	7.9	0.016	189.9	113.9
S14	1.7	0.030	51.6	31.0
S15	1.0	0.031	35.0	21.0
S16	1.0	0.035	33.5	20.1
S17	1.0	0.053	30.7	18.4
S18	2.4	0.006	92.5	55.5
S19	4.0	0.003	154.1	92.5
S20	8.0	0.013	197.9	118.7
S21	4.8	0.010	141.4	84.8
S22	3.6	0.022	98.5	59.1
S23	2.5	0.028	70.2	42.1
S24	2.6	0.002	129.2	77.5
S25	0.8	0.001	60.3	36.2
S26	0.8	0.021	31.5	18.9
S27	0.8	0.007	39.4	23.6
S28	1.2	0.025	42.5	25.5
S29	4.8	0.006	157.9	94.7
S30	2.6	0.001	153.6	92.1
S31	2.3	0.010	81.5	48.9
S32	3.8	0.000	267.4	160.4
S33	2.2	0.003	102.6	61.6

Tabla AVII.4. Tiempo de concentración (T_c) y tiempo retardo (T_{lag}) y variables necesarias para su determinación ("L" longitud del cauce principal e "I" pendiente media del cauce).

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{I^{0.25}} \right)^{0.76} \quad \text{Ecuación 7}$$

$$T_{lag} = 0.6T_c \quad \text{Ecuación 8}$$

Siendo:

T_c : Tiempo de concentración (h)

T_{lag} : Tiempo de retardo (h)

L: Longitud del cauce principal de la subcuenca (km)

I: Pendiente media del cauce principal (m/m)

2.2.1.5. Método de tránsito del hidrograma

En el caso de que la cuenca estudiada posea tamaño suficiente para justificar su subdivisión, el tránsito del hidrograma de salida de una determinada cuenca se propaga hasta la salida de la cuenca próxima, estableciendo un tramo de río entre ambas subcuencas.

Para esta tarea se ha utilizado el modelo *Muskingun Route* de tránsito de avenidas, este método utiliza una aproximación de la ecuación de conservación de masa para propagar el flujo a través del canal. El método requiere dos entradas, una es el parámetro K, que corresponde al tiempo de viaje del flujo dentro del canal y la segunda, el parámetro X, que es el peso dado para la relación entre la salida y entrada del flujo, este parámetro varía entre cero y 0.5. En la práctica el valor cero resulta en una atenuación máxima y el valor 0.5 en la atenuación mínima del hidrograma de salida. En este caso se ha utilizado un valor inicial de $X=0.2$, valor que, como se verá más adelante se confirma en el proceso de calibración del modelo.

El tiempo de recorrido del flujo depende de la velocidad de la onda en el canal (V_w). En este estudio se ha adoptado un valor de este parámetro de entre 1.33 y 1.67 veces la velocidad media estimada por la ecuación de *Manning*, aproximación ha sido sugerida por USACE (1994). El valor del número de *Manning* adoptado en el cauce es de $n=0.045$.

En la tabla AVII.5 se presentan las características y parámetros empleados en los 21 tramos de río existentes en la conceptualización del modelo hidrológico de la cuenca del río Juan Díaz.

Tramo	Longitud del Cauce	Pendiente	Tiempo de recorrido	Parámetro
	(m)	(m/m)	(h)	X
R1	3107.98	0.0107	1.10	0.2
R2	2434.46	0.0115	0.60	0.2
R3	938.75	0.0157	0.20	0.2
R4	1921.82	0.0208	0.12	0.2
R5	4543.92	0.0218	0.51	0.2
R6	1660.17	0.0083	0.48	0.2
R7	981.91	0.0106	0.16	0.2
R8	968.04	0.0278	0.15	0.2
R9	1005.81	0.0090	0.13	0.2
R10	6489.28	0.0020	1.84	0.2

Tramo	Longitud del Cauce (m)	Pendiente (m/m)	Tiempo de recorrido (h)	Parámetro X
R11	2432.38	0.0064	0.51	0.2
R12	6188.30	0.0034	1.20	0.2
R13	7883.02	0.0018	1.92	0.2
R14	3962.72	0.0030	0.75	0.2
R15	7977.00	0.0097	2.15	0.2
R16	1193.23	0.0004	0.50	0.2
R17	1439.37	0.0024	0.23	0.2
R18	1237.76	0.0004	0.52	0.2
R19	764.28	0.0006	0.25	0.2
R20	2580.49	0.0006	0.86	0.2
R21	3829.66	0.0001	1.50	0.2

Tabla AVII.5. Características de los tramos de cauce considerados en el modelo de la cuenca.

2.2.2. Modelo meteorológico

Para la implementación de las precipitaciones en el modelo HEC-HMS se han empleado las curvas IDF obtenidas de los pluviómetros existentes en la zona.

No obstante, en el presente estudio se plantea la realización de los cálculos hidráulicos tanto en régimen permanente, considerando caudales máximos constantes (del lado de la seguridad), como en régimen no permanente. Para esto último es necesario definir los hietogramas de diseño para los diferentes tiempos de recurrencia considerados (10, 20, 50, 100 y 500 años).

2.2.2.1. Caracterización del régimen extremal de precipitaciones: Curvas IDF

Para la implementación de las precipitaciones en el modelo HEC-HMS se ha procedido, en primer lugar, a la caracterización del régimen extremal en la cuenca del río Juan Díaz. Esta caracterización se va a realizar por medio de las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF). Estas curvas representan la relación matemática existente entre la intensidad de la precipitación, su duración y la frecuencia con la que se observa. La correcta caracterización estadística de la lluvia, sobre todo de corta duración, es muy importante para dimensionar el drenaje urbano y de esta manera evitar inundaciones súbitas, más aún en una cuenca con tan reducidos tiempos de concentración.

Para el estudio se ha dispuesto de información instrumental proveniente de 10 estaciones pluviométricas con resolución horaria y con registros superiores a los 30 años de duración en el entorno de la ciudad de Panamá. La figura AVII.6 muestra la localización de dichos pluviómetros, con información de la altitud (m) a la que se encuentran. La información de las estaciones ha sido proporcionada por la Autoridad del Canal de Panamá (ACP) y ETESA.

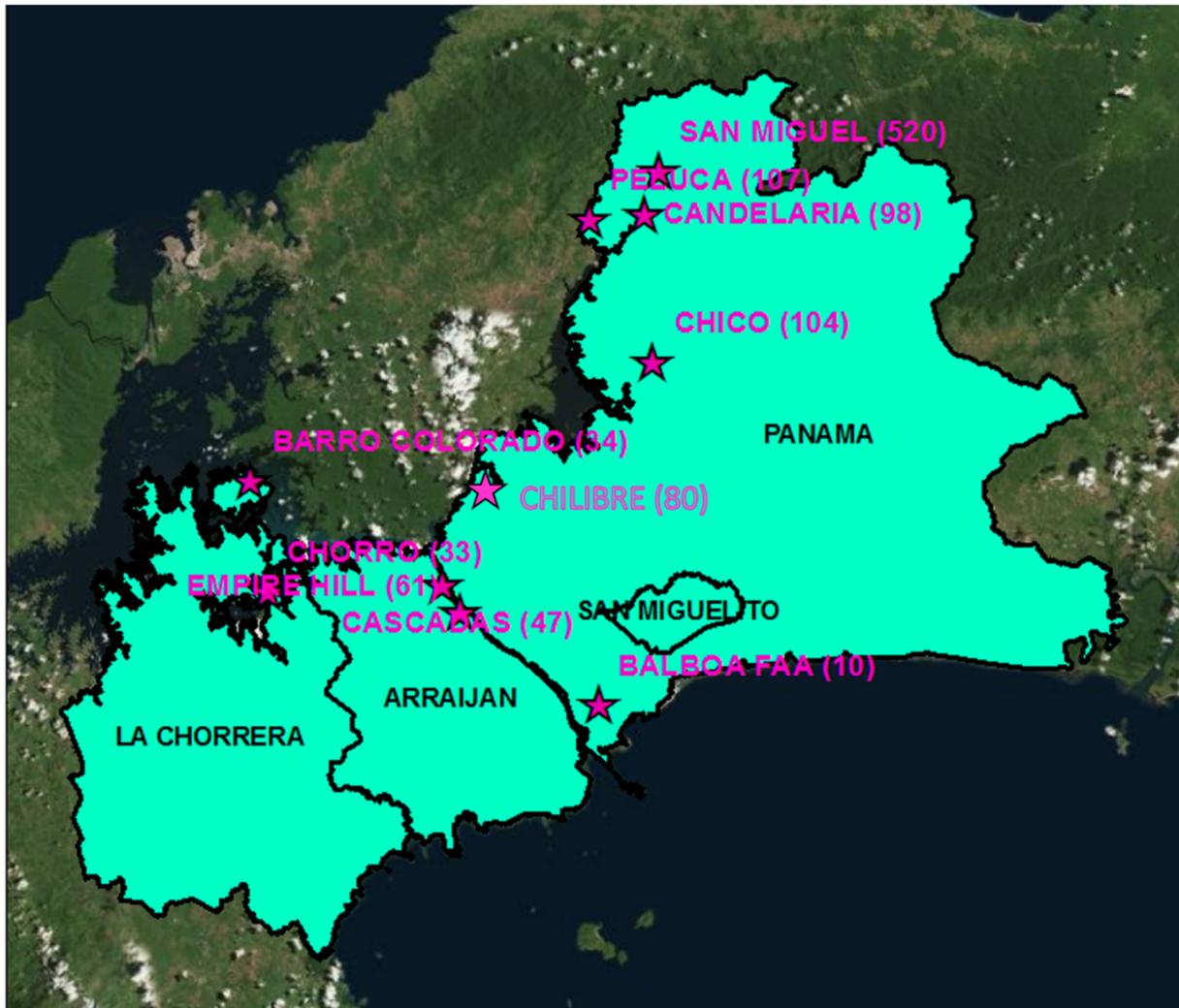


Figura AVII.6. Localización de las estaciones pluviométricas (Fuentes: ACP y ETESA).

La tabla AVII.6 contiene la localización geográfica y altitud de las diez estaciones.

Estación	Coordenadas Geográficas (WGS 84)		Elevación (m)
	Longitud (°)	Latitud (°)	
SAN MIGUEL	-79.504	9.42	520
PELUCA	-79.561	9.38	107
CANDELARIA	-79.517	9.384	98
CHICO	-79.510	9.264	104
BARRO COLORADO	-79.836	9.166	34
CHORRO	-79.823	9.076	33
CASCADAS	-79.680	9.081	47
EMPIRE HILL	-79.666	9.059	61
BALBOA FAA	-79.554	8.982	10
CHILIBRE	-79.610	9.15	80

Tabla AVII.6. Nombre, localización y altitud de las estaciones pluviométricas utilizadas en el análisis (Fuentes: ACP y ETESA).

De las estaciones disponibles se han utilizado para este estudio las de Chico y Balboa FAA por ser las más cercanas la zona de estudio.

Las curvas IDF se han obtenido mediante el siguiente procedimiento:

- 1) Se han calculado los máximos anuales de la intensidad de precipitación (mm/h) para distintos periodos de agregación que van desde 1h hasta 24 horas.
- 2) Se han calculado los periodos de retorno de precipitación para los 10, 20, 50, 100 y 500 años con los máximos obtenidos en el paso anterior, para cada periodo de agregación. Para ello se ha utilizado el modelo estacionario de extremos *Generalized Extreme Value (GEV)*, asumiendo una distribución Gumbel.
- 3) Por último, con el propósito de interpolar los resultados, se han ajustado los periodos de retorno a una función analítica con forma:

$$I = \frac{a}{(D + c)^b} \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde I corresponde a los valores de intensidad de precipitación, D es la duración y a , b y c son constantes que dependen exclusivamente de la zona de estudio.

En la figura AVII.7 se muestran las curvas IDF obtenidas para los periodos de retorno de 10, 20, 50, 100 y 500 años.

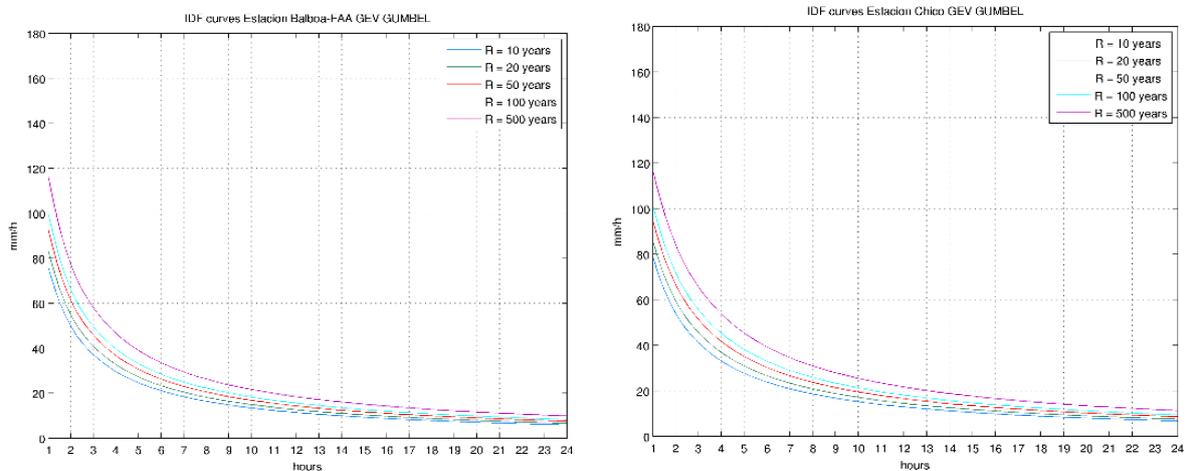


Figura AVII.7. Relaciones Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF). Estaciones: Balboa-FAA y Chico.

2.2.2.2. Distribución temporal de las precipitaciones: Hietogramas de diseño

Las duraciones de precipitación utilizadas para el cálculo de los caudales dependen del tiempo de concentración de la cuenca en estudio. En este caso, tras una serie de análisis para intentar aproximar los resultados a la realidad esperable del comportamiento de las precipitaciones en la cuenca del río Juan Díaz, se ha adoptado como duración de la precipitación el tiempo de concentración de la mayor de las subcuencas (tiempo de concentración \approx 4 horas).

Para poder extender de forma homogénea la precipitación estimada puntualmente a partir de los pluviómetros sobre todo el área de estudio, como una precipitación promediada en dicho área, se ha aplicado un factor de reducción del volumen estimado mediante el análisis Intensidad-Duración-Frecuencia, siguiendo las recomendaciones de la Organización Meteorológica Mundial (1983).

A modo de ejemplo de estos resultados se presentan en las figuras AVII.8 y AVII.9 los hietogramas de diseño correspondientes a un evento de T=100 años de la estación de Chico y Balboa FAA respectivamente.

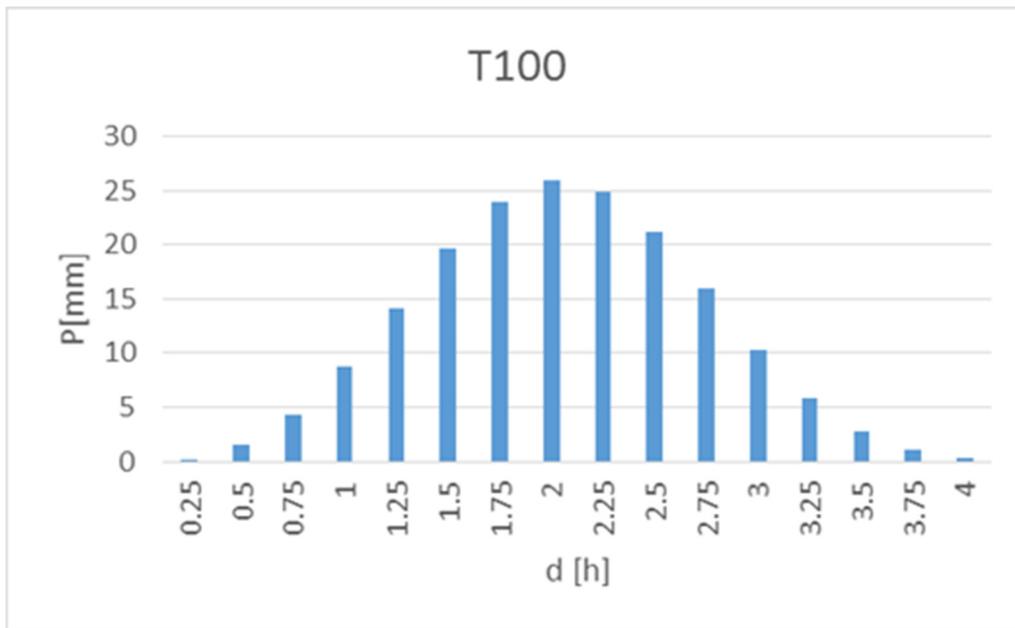


Figura AVII.8. Hietograma de diseño para un evento de 100 años de periodo de retorno. Estación Chico.

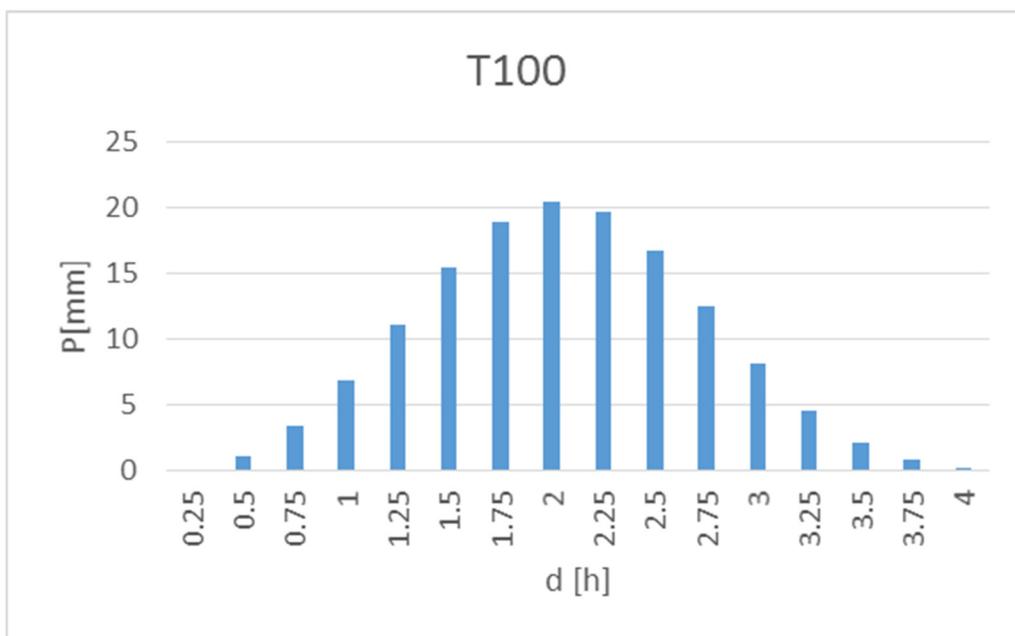


Figura AVII.9. Hietograma de diseño para un evento de 100 años de periodo de retorno. Estación Balboa FAA.

2.3. Calibración del modelo

Los resultados obtenidos han sido calibrados con los siguientes datos de caudales disponibles:

1. Datos de aforo de la estación de Juan Díaz (ETESA).
2. Información recogida en el estudio "Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Periodo 1971-2006" (ETESA. 2008).
3. Los datos recogidos en el estudio "Diagnóstico y medidas de protección para los cauces de los ríos Juan Díaz, Tocumen y Cabra, Ciudad de Panamá" (MOP).

En cuanto a la estación hidrométrica de Juan Díaz se dispone series de caudales máximos y mínimos instantáneos mensuales en el periodo entre 1982 y 2011, y de series de caudales medios diarios (periodo 1957-2015). La estación está localizada a aproximadamente 200 m aguas arriba del puente de la carretera de San Miguelito a Tocumen, en el corregimiento de Pedregal, entre las coordenadas 9° 03' Latitud Norte y 79° 26' Longitud Oeste (Figura AVII.10). Su elevación es de 8 msnm y el área de drenaje es de 115 km². En abril de 1957, la estación fue equipada con un limnógrafo Stevens A-35.

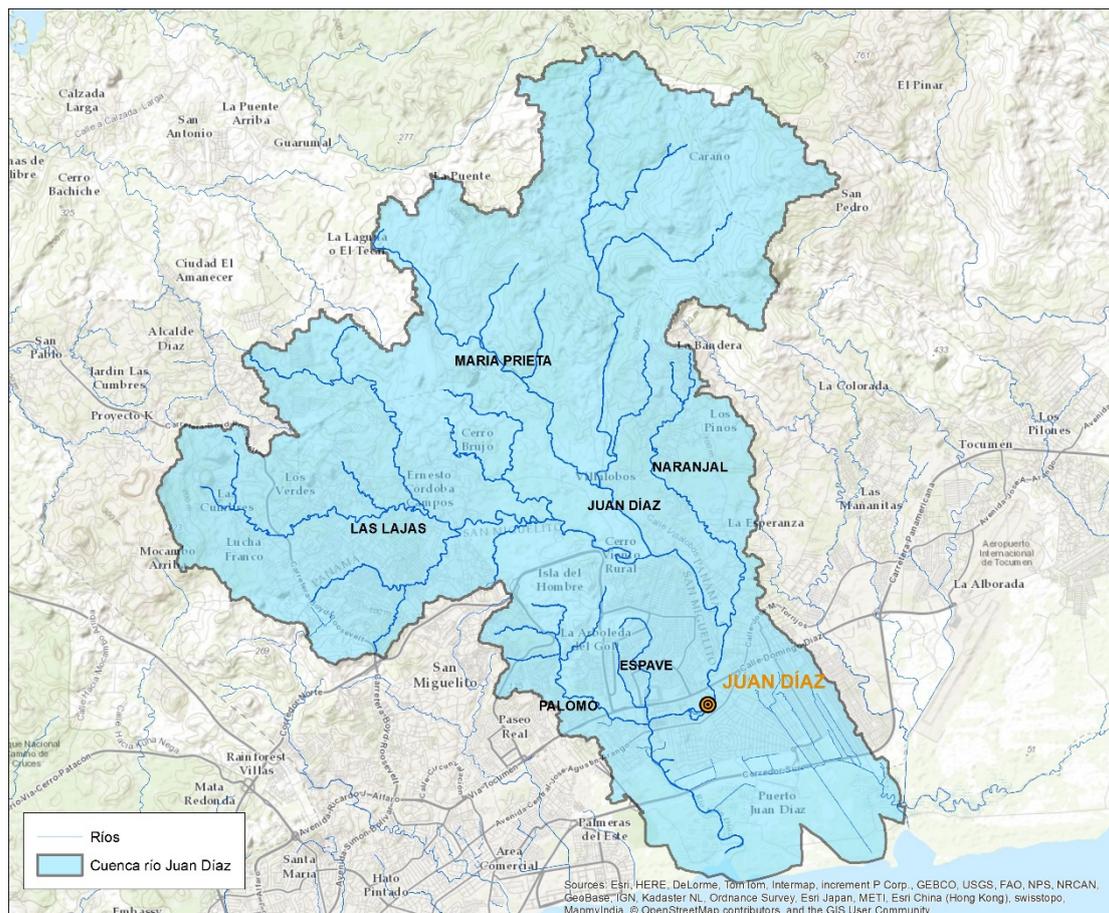


Figura AVII.10. Localización de la estación hidrométrica de Juan Díaz.

En la figura AVII.11 se representan los caudales instantáneos máximos anuales en los periodos de registro correspondientes:

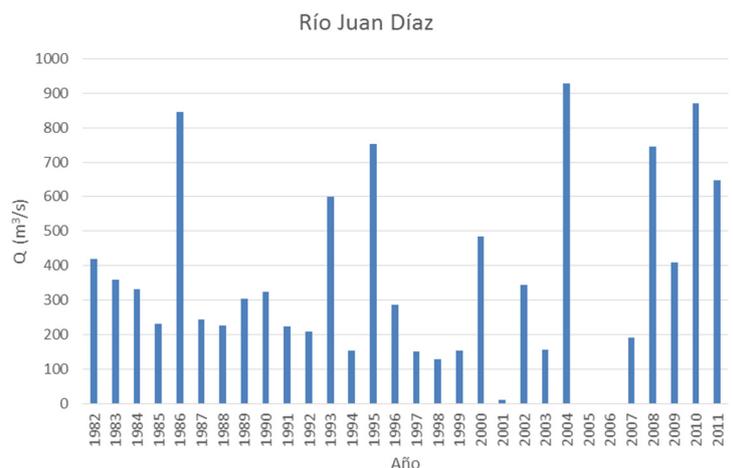


Figura AVII.11. Caudal instantáneo máximo anual. Estación hidrométrica de Juan Díaz.

A modo de ejemplo de los resultados de la calibración realizada se muestran los valores de caudales para T=50 años en varios puntos de la cuenca donde se proponen posibles ubicaciones para la construcción de presas (estudio nº 3, antes mencionado) (figura AVII.12 y tabla AVII.7). En dichos resultados se comprueba que existe una coincidencia razonable entre unos y otros.

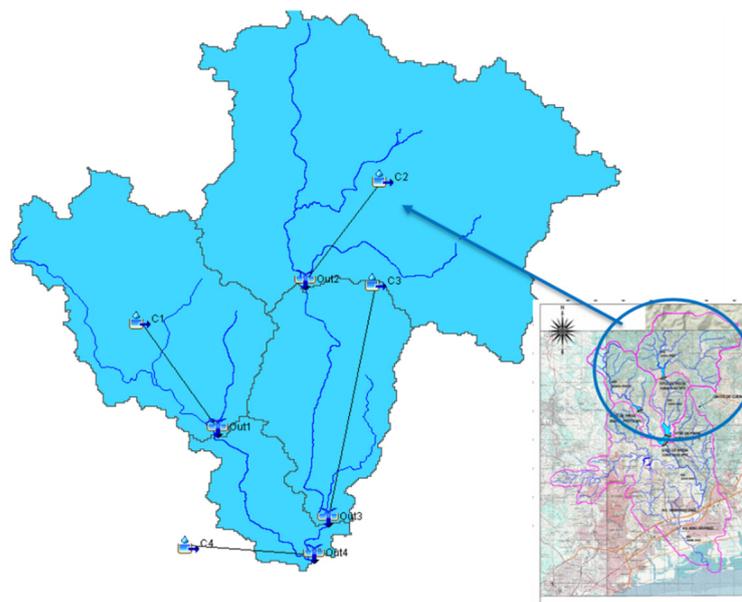


Figura AVII.12. Esquema de conceptualización en HEC-HMS para la calibración de la cuenca del río Juan Díaz.

Sitio de presa	Caudal estudio MOP [m³/s]	Caudal HEC-HMS [m³/s]
1	136	131.6
2	259	272.6
3	344	338.0
4	516	482.5

Tabla AVII.7. Resultados de caudales para T=50 años obtenidos en posibles ubicaciones de presas en la cuenca del río Juan Díaz.

2.4. Resultados

Como resultados de la aplicación del modelo HEC-HMS se obtienen los hidrogramas de salida de cada una de las subcuencas, tramos de cauce y confluencias (puntos de cálculo) para los diferentes periodos de retorno analizados. A modo de resumen de estos resultados en la figura AVII.13 se presentan los hidrogramas correspondiente a un evento de $T=100$ años obtenidos en las principales confluencias del río Juan Díaz y en las tablas AVII.8, AVII.9 y AVII.10 los caudales máximos obtenidos para cada uno de los elementos y periodo de retorno.

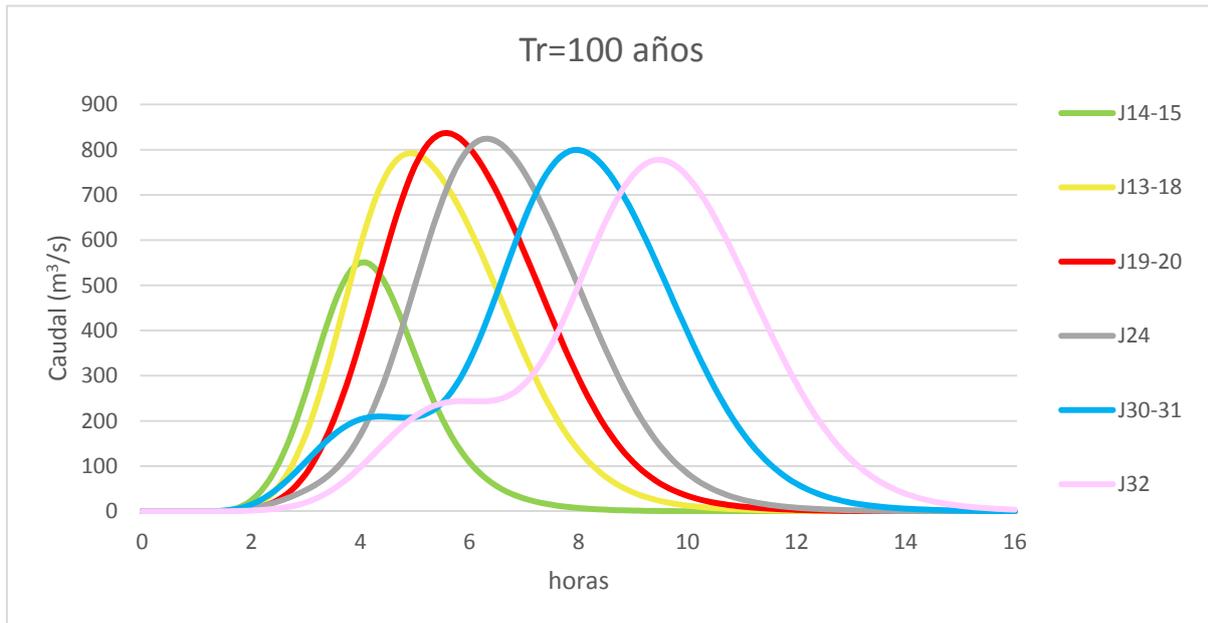


Figura AVII.13. Hidrogramas obtenidos para un evento de 100 años de periodo de retorno en las principales confluencias (puntos de cálculo) del río Juan Díaz.

Subcuenca	Caudal pico [m ³ /s]				
	Tr10	Tr20	Tr50	Tr100	Tr500
S1	73.7	85.7	101.7	113.8	142.0
S2	3.7	4.4	5.2	5.9	7.5
S3	24.8	29.3	35.3	39.8	50.6
S4	89.6	107.5	131.6	150.3	194.3
S5	15.4	18.1	21.7	24.5	30.9
S6	8.8	10.4	12.5	14.1	17.8
S7	183.6	221.7	272.6	312.2	406.7
S8	53.8	63.5	76.4	86.2	109.4
S9	18.1	21.3	25.5	28.7	36.2
S10	13.9	16.4	19.5	21.9	27.4
S11	91.9	106.7	126.3	141.2	175.8
S12	122.3	140.7	164.9	183.2	226.1
S13	56.7	66.9	80.6	91.0	115.8
S14	8.2	9.8	12.0	13.6	17.5
S15	4.6	5.4	6.5	7.3	9.2
S16	1.9	2.2	2.7	3.1	3.9
S17	3.2	3.8	4.6	5.2	6.7
S18	10.6	12.3	14.6	16.4	20.5
S19	14.9	17.2	20.2	22.5	27.8
S20	49.8	58.3	69.4	78.0	98.2
S21	49.6	57.6	68.1	76.1	94.8
S22	37.1	42.7	49.9	55.3	68.0
S23	14.1	16.1	18.7	20.7	25.3
S24	8.8	10.1	11.9	13.2	16.3
S25	1.8	2.1	2.4	2.7	3.2
S26	4.8	5.5	6.3	7.0	8.5
S27	4.9	5.6	6.6	7.2	8.8
S28	5.9	6.8	8.0	8.8	10.9
S29	45.8	54.6	66.4	75.5	97.2
S30	22.0	25.4	29.8	33.2	41.1
S31	25.5	29.3	34.2	37.9	46.6
S32	32.3	37.1	43.5	48.3	59.5
S33	7.4	8.8	10.6	12.1	15.5

Tabla AVII.8. Caudales máximos en las subcuencas para diferentes periodos de retorno.

Tramo	Caudal pico [m ³ /s]				
	Tr10	Tr20	Tr50	Tr100	Tr500
R1	68.1	79.3	94.1	105.3	131.7
R2	3.4	4.0	4.8	5.4	6.9
R3	24.2	28.6	34.5	39.0	49.5
R4	89.1	107.0	130.9	149.3	193.2
R5	175.7	212.4	261.6	299.5	390.4
R6	94.3	113.1	138.4	157.9	204.3
R7	221.2	266.3	326.5	373.0	484.0
R8	17.8	21.0	25.1	28.3	35.8
R9	227.4	273.7	335.7	383.4	497.4
R10	23.1	27.4	33.1	37.4	47.7
R11	317.2	381.8	468.3	534.9	692.8
R12	81.6	94.9	112.4	125.7	157.1
R13	233.8	271.1	320.2	357.4	444.9
R14	475.7	565.7	685.6	778.1	997.4
R15	10.7	12.6	15.1	17.0	21.5
R16	505.7	600.9	728.4	826.6	1058.9
R17	503.9	598.6	725.8	823.5	1055.0
R18	498.3	592.1	717.3	814.0	1042.8
R19	496.3	589.7	714.3	810.5	1038.3
R20	489.4	581.3	704.1	798.5	1022.8
R21	474.2	562.8	681.6	772.8	989.2

Tabla AVII.9. Caudales máximos en los tramos para diferentes periodos de retorno.

Puntos de cálculo	Caudal pico [m ³ /s]				
	Tr10	Tr20	Tr50	Tr100	Tr500
J1	73.7	85.7	101.7	113.8	142.0
J2	3.7	4.4	5.2	5.9	7.5
J2-3	27.5	32.5	39.2	44.2	56.2
J3	24.8	29.3	35.3	39.8	50.6
J4	89.6	107.5	131.6	150.3	194.3
J5	96.9	116.2	142.1	162.1	209.7
J6	8.8	10.4	12.5	14.1	17.8
J7	183.6	221.7	272.6	312.2	406.7
J8	223.7	269.3	330.2	377.1	489.1
J9	18.1	21.3	25.5	28.7	36.2
J10	13.9	16.4	19.5	21.9	27.4
J11	91.9	106.7	126.3	141.2	175.8
J12	260.4	301.7	356.0	397.2	494.1
J13-18	484.3	575.9	698.3	792.7	1016.0
J14-15	327.2	393.6	482.5	551.0	713.8
J16-17	229.0	275.4	338.0	386.3	500.6
J19-20	511.7	608.1	737.5	837.0	1072.6
J21-25	498.6	592.4	717.7	814.3	1042.9
J23	505.7	601.0	728.4	826.7	1059.0
J24	504.5	599.3	726.7	824.5	1056.3
J27-28	498.3	592.1	717.3	814.0	1042.8
J29	45.8	54.6	66.4	75.5	97.2
J30-31	489.9	581.9	704.9	799.4	1024.0
J32	477.4	566.6	686.0	777.7	995.5
J33	7.4	8.8	10.6	12.1	15.5

Tabla AVII.10. Caudales máximos en las confluencias (puntos de cálculo) para diferentes periodos de retorno.

2.5. Efecto de la urbanización prevista en la cuenca

En este apartado se analiza el efecto en los caudales de avenida de las obras de urbanización previstas y en desarrollo en la cuenca del Juan Díaz, según la información facilitada por la Dirección de Planificación Urbana (DPU) de la Municipalidad de Panamá (MUPA).

El área prevista de nuevas urbanizaciones alcanza una superficie de 16.9 km² dentro de la cuenca de estudio (161.2 km²), lo que supone el 10.48% de la misma. En la figura AVII.14 se presenta la localización de las zonas de urbanización y estado de las obras en la actualidad.

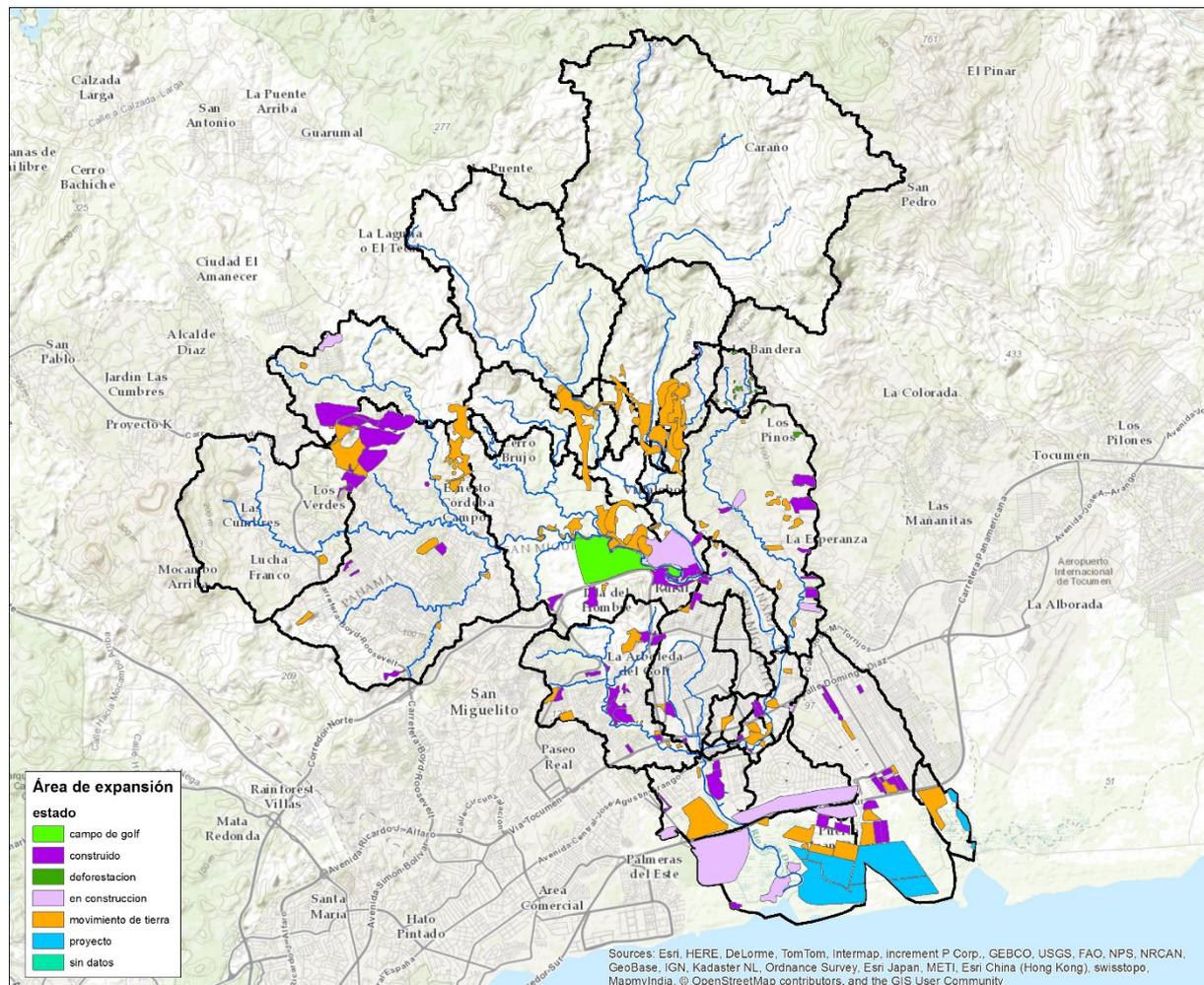


Figura AVII.14. Área de expansión dentro de la cuenca del río Juan Díaz y estado de las actuaciones.

Como consecuencia de este proceso de urbanización en la cuenca se va a producir un cambio en las características físicas de la misma (la cuenca se va a volver más impermeable en las zonas urbanizadas) y, por lo tanto, en los caudales de diseño.

2.5.1. Modelado del efecto de la urbanización de la cuenca en los caudales de avenida

Para cuantificar el aumento en los caudales de diseño se han modificado los usos del suelo de las zonas que van a sufrir un proceso de urbanización (Figura AVII.15) en el modelo hidrológico HEC-HMS a través de la modificación del número de curva y se han obtenido unos nuevos caudales para cada uno de los periodos de retorno analizados (10, 20, 50, 100 y 500).

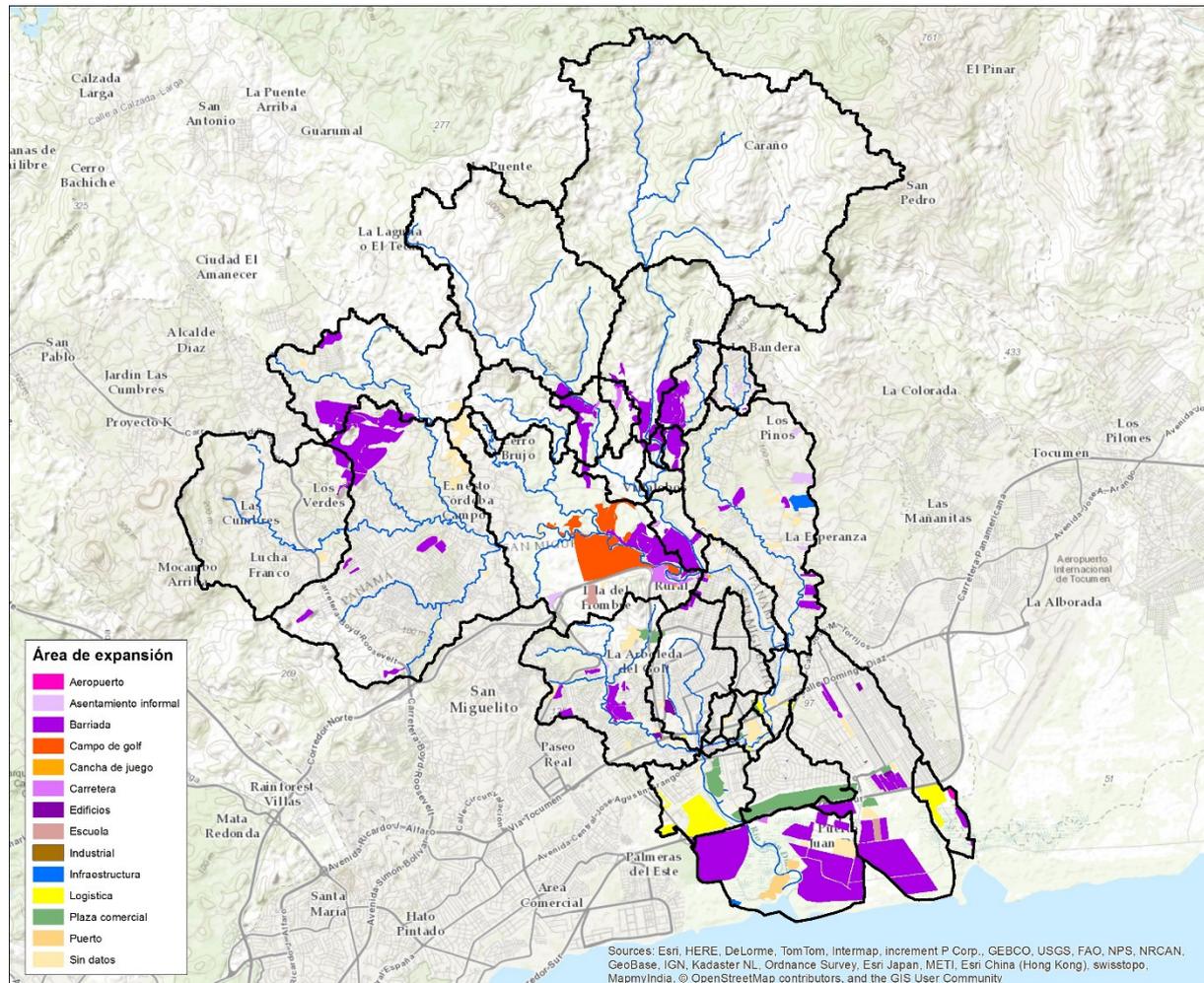


Figura AVII.15. Usos del suelo previstos en los nuevos desarrollos del área de expansión.

Como se observa en la figura anterior dentro del área de expansión van a existir diferentes usos del suelo y, por tanto, a cada uno de ellos se le va a asignar su propio número de curva (Tabla AVII.11).

Tipo	CNII	Sup (km²)
Aeropuerto	86	0.035
Asentamientos informales	86	0.34
Barriadas	86	10.21
Campo de golf	71	1.46
Cancha de juego	71	0.021
Carretera	98	0.31
Edificios	98	0.1
Escuela	95	0.15
Industrial	91	0.0013
Infraestructura	98	0.16
Logística	95	0.94
Plaza comercial	86	1.23
Puerto	98	0.17
Sin Datos	86	1.76
TOTAL	85.79	16.9

Tabla AVII.11. Numero de curva en condiciones antecedentes tipo II (CNII) y suelo tipo C para los nuevos desarrollos dentro del área de expansión.

Una vez asignado un número de curva para cada uso del suelo se procede a obtener de nuevo el número de curva (CNII) y abstracción inicial (Ia) ponderados para cada subcuenca, para lo cual se promedia el número de curva según el área ocupada por los diferentes usos del suelo donde se han integrado los del área de expansión a los ya existentes. En la figura AVII.16 se presenta el nuevo mapa de usos del suelo utilizado y en las tablas AVII.12 y AVII.13 la superficie de cada cuenca que va a ser modificada además de los valores de los parámetros obtenidos.

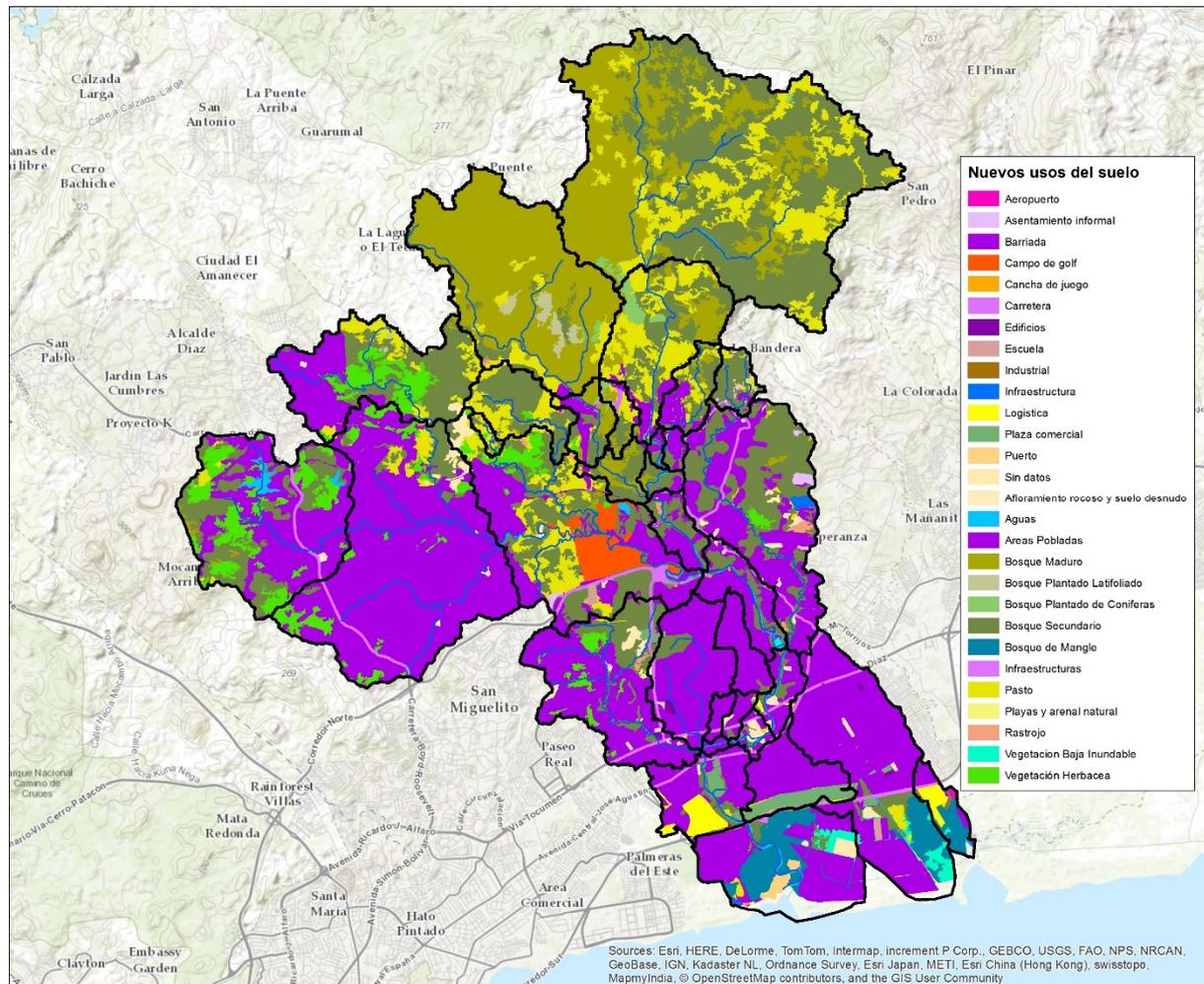


Figura AVII.16. Usos del suelo y tipo de vegetación en la cuenca del río Juan Díaz teniendo en cuenta los nuevos desarrollos.

Subcuenca	Sup (km ²)	Sup a urbanizar(Km ²)	% a urbanizar
S1	7.51	0.59	7.86
S2	0.31	0.00	0
S3	2.58	0.03	0.97
S4	12.90	0.07	0.54
S5	1.41	0.39	27.66
S6	0.78	0.14	17.31
S7	29.26	0.00	0
S8	6.27	0.41	6.54
S9	1.6	0.44	27.50
S10	1.07	0.06	5.70
S11	10.97	0.21	1.91
S12	18.21	1.69	9.28
S13	12.52	2.56	20.45

Subcuenca	Sup (km²)	Sup a urbanizar(Km²)	% a urbanizar
S14	1.17	0.06	5.21
S15	0.52	0.01	2.12
S16	0.24	0.10	41.67
S17	0.40	0.23	57.50
S18	1.37	0.47	34.31
S19	2.22	0.07	3.11
S20	10.16	0.85	8.37
S21	7.49	0.87	11.62
S22	4.21	0.13	3.09
S23	1.36	0.00	0
S24	1.17	0.12	10.26
S25	0.16	0.00	0
S26	0.39	0.00	0
S27	0.42	0.05	11.90
S28	0.54	0.16	29.63
S29	9.99	2.19	21.92
S30	3.27	0.87	26.61
S31	2.68	0.69	25.75
S32	6.81	3.15	46.26
S33	1.25	0.41	32.80
TOTAL	161.20	16.9	10.48%

Tabla AVII.12. Superficie de cada subcuenca que va a sufrir modificaciones con los nuevos desarrollos.

Subcuenca	CN II	I_a [mm]
S1	80.5	12.31
S2	73.0	18.79
S3	74.5	17.39
S4	75.0	16.48
S5	80.0	12.70
S6	78.0	14.33
S7	75.0	16.48
S8	76.0	16.04
S9	80.0	12.70
S10	77.0	15.17
S11	80.5	12.31
S12	84.5	9.32
S13	77.0	15.17
S14	71.5	20.25

Subcuenca	CN II	I_a [mm]
S15	75.5	16.48
S16	80.0	12.70
S17	81.5	11.53
S18	80.0	12.70
S19	83.5	10.04
S20	80.0	12.70
S21	82.0	11.15
S22	84.5	9.32
S23	85.0	8.96
S24	84.0	9.68
S25	87.0	7.59
S26	86.0	8.27
S27	85.5	8.62
S28	85.5	8.62
S29	76.0	16.04
S30	86.5	7.93
S31	86.5	7.93
S32	87.5	7.26
S33	75.0	16.93

Tabla AVII.13. Número de Curva (CN) y abstracción inicial (I_a) empleado en cada subcuenca, teniendo en cuenta los nuevos desarrollos.

2.5.2. Resultados

Como resultados de la aplicación del modelo HEC-HMS se obtienen nuevamente los hidrogramas de salida de cada una de las subcuencas, tramos de cauce y confluencias (puntos de cálculo) para los diferentes periodos de retorno analizados. A modo de resumen de estos resultados en la figura AVII.17 se presentan los hidrogramas correspondiente a un evento de T=100 años obtenidos en las principales confluencias del río Juan Díaz y en las tablas AVII.14 y AVII.15 los caudales máximos obtenidos para cada uno de los periodos de retorno estudiados y su porcentaje de aumento respecto de la situación actual.

Además, para analizar el efecto de la urbanización, se representa en las figuras AVII.18 y AVII.19 la evolución de los caudales a lo largo del río principal para las avenidas de 10 y 100 años de periodo de retorno, resultados obtenidos para la situación actual y para el momento en que se finalizan todas las obras de urbanización previstas.

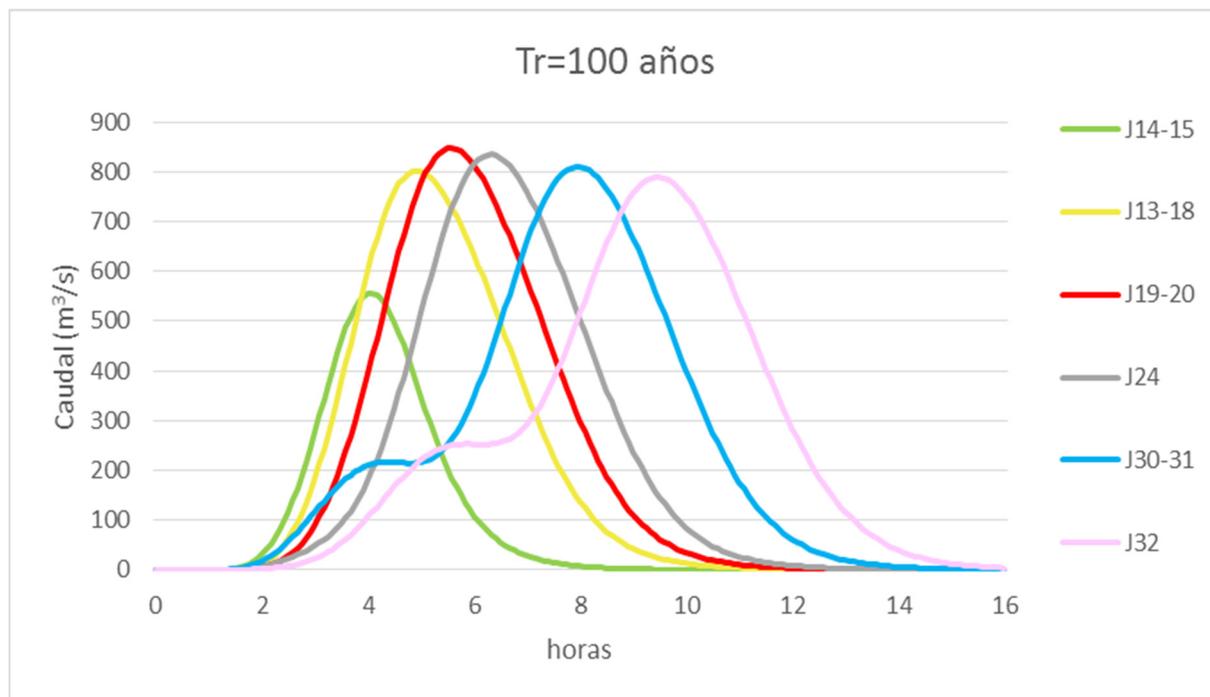


Figura AVII.17. Hidrogramas obtenidos para un evento de 100 años de periodo de retorno en las principales confluencias (puntos de cálculo) del río Juan Díaz teniendo en cuenta los nuevos desarrollos.

Puntos de cálculo	Caudal pico [m^3/s]				
	Tr10	Tr20	Tr50	Tr100	Tr500
J14-15	331.9	398.4	487.4	555.9	719.3
J13-18	492.0	584.1	707.2	802.0	1026.0
J19-20	520.8	618.0	748.0	847.8	1084.5
J24	513.6	609.3	737.1	835.3	1068.3
J30-31	499.2	591.9	715.5	810.5	1036.0
J32	486.8	576.9	696.9	789.0	1007.8

Tabla AVII.14. Caudales máximos en las confluencias (puntos de cálculo) para diferentes periodos de retorno teniendo en cuenta los nuevos desarrollos.

Puntos de cálculo	Porcentaje aumento caudal pico				
	Tr10	Tr20	Tr50	Tr100	Tr500
J14-15	1.59%	1.42%	1.27%	1.17%	0.98%
J13-18	1.44%	1.22%	1.02%	0.89%	0.77%
J19-20	1.78%	1.63%	1.42%	1.29%	1.11%
J24	1.80%	1.67%	1.43%	1.31%	1.14%
J30-31	1.90%	1.72%	1.50%	1.39%	1.17%
J32	1.97%	1.82%	1.59%	1.45%	1.24%

Tabla AVII.15. Porcentaje de aumento de los caudales máximos en las confluencias (puntos de cálculo) respecto de la situación actual.

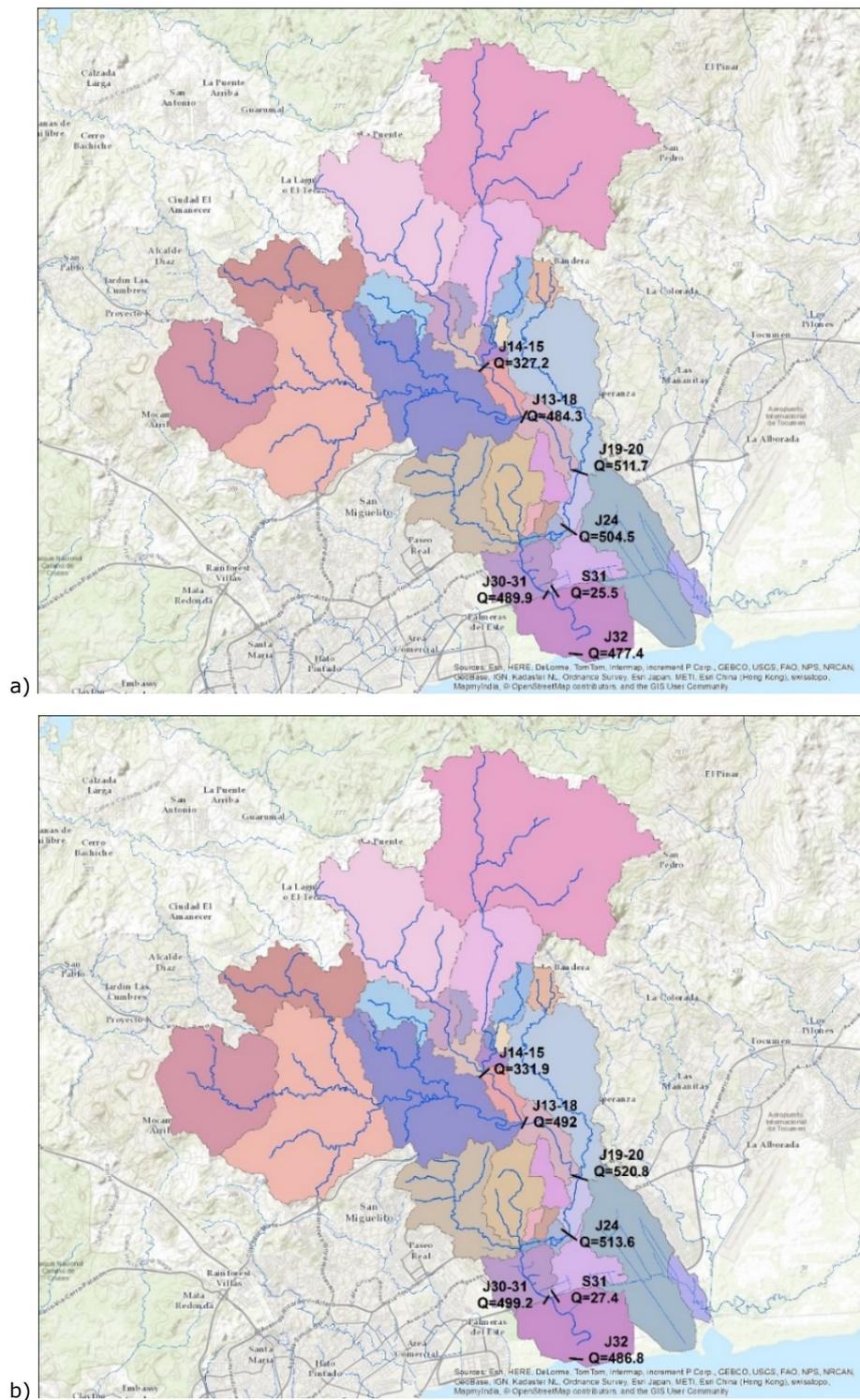


Figura AVII.18. Comparación de la evolución de caudales a lo largo del cauce principal para un periodo de retorno de 10 años a) Actual y b) Área de expansión urbanizada.

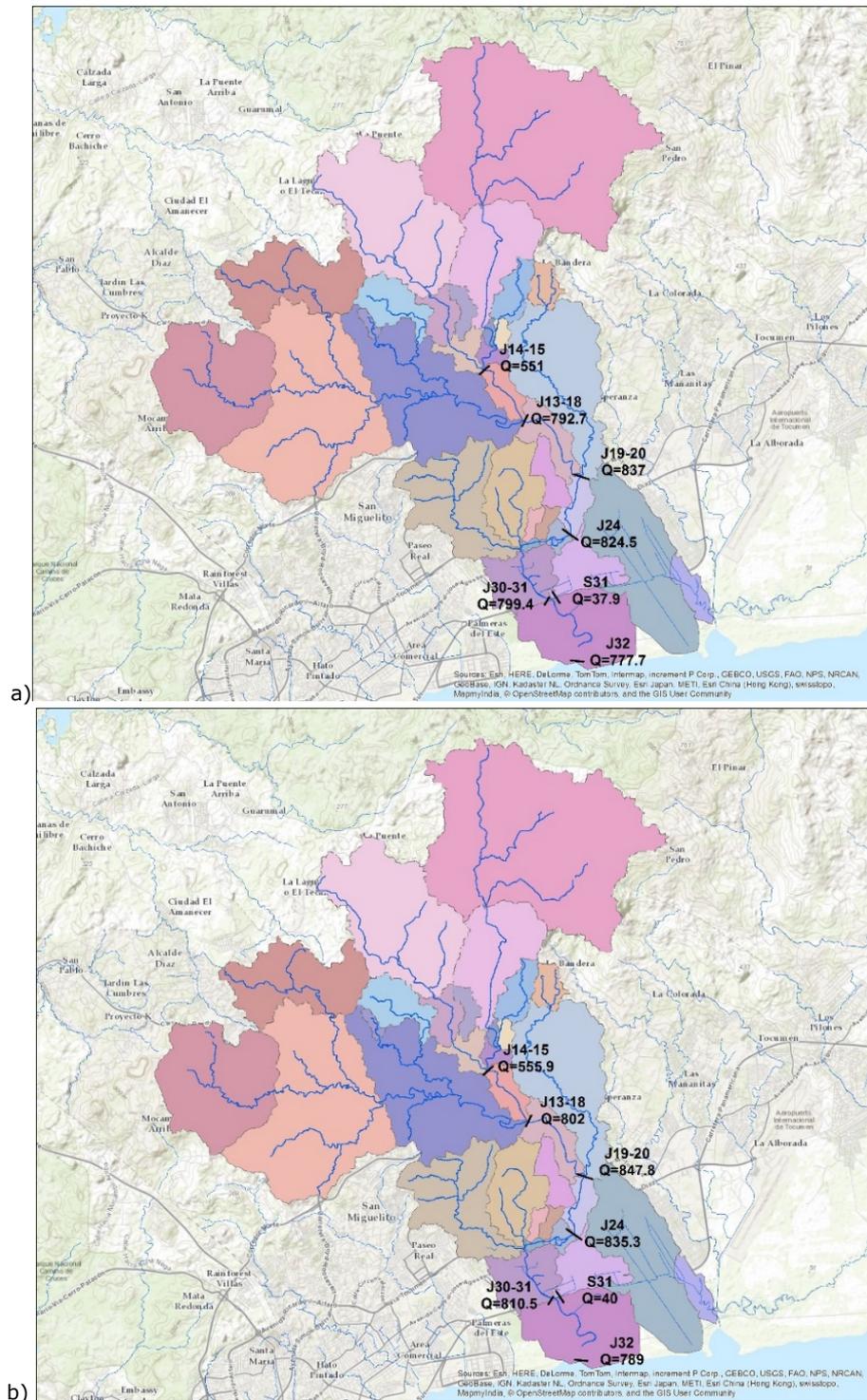


Figura AVII.19. Comparación de la evolución de caudales a lo largo del cauce principal para un periodo de retorno de 100 años. a) Actual y b) Área de expansión urbanizada.

A la vista de los resultados obtenidos se comprueba como los caudales pico aumentarán ligeramente respecto de la situación actual. El aumento en términos relativos se ve disminuido a medida que se aumenta el periodo de retorno, obteniéndose incrementos de caudal de entre el 1.44% y el 1.97% para T=10 años y de entre 0.77% y 1.24% para T=500 años.

2.6. Efecto del cambio climático

En este apartado se estudia el efecto del cambio climático sobre los caudales de avenida para los diferentes periodos de retorno. Para ello se presentan, en primer lugar, los resultados del estudio del régimen extremal de precipitaciones realizado por el IH Cantabria para el proyecto del ICES en la ciudad de Panamá, donde se caracterizan las precipitaciones extremas para los periodos 2040-2070 y 2070-2100 y, en segundo lugar, el efecto del cambio en dicho régimen sobre los caudales obtenidos en la cuenca del Juan Díaz.

2.6.1. Proyecciones en el régimen extremal de precipitaciones

En el presente apartado se tiene en cuenta el efecto del cambio climático en el régimen extremal de precipitación para los periodos 2040-2070 (*Short-term*) y 2070-2100 (*Long-term*) y para los escenarios de cambio climático RCP4.5 y RCP8.5 del IPCC 5th (*Intergovernmental Panel on Climate Change*).

Para ello se han utilizado los resultados del modelo GFDL_ESM2M, del instituto de *Geophysical Fluid Dynamics Laboratory, USA*, perteneciente a la base de datos NEX-GDDP, elaborada por el *Climate Analytics Group and NASA Ames Research Center* usando la *NASA Earth Exchange*, y distribuido por la *NASA Center of Climate Simulations (NCCS)*.

De los 21 modelos que es posible encontrar en dicha base de datos, se ha seleccionado el GFDL_ESM2M al ser uno de los que mejor simulan la precipitación en la zona de estudio (Sillman, J. et. al., 2013). Dicha base de datos contiene 95 años de simulación, 2006-2100, con una resolución espacial de 0.25 X 0.25 grados y una resolución temporal diaria.

La metodología seguida para calcular las curvas IDF futuras ha sido la siguiente:

- Se seleccionan los nodos de base de datos GFDL_ESM2M (nodos GCM) más cercanos a las estaciones pluviométricas disponibles.
- Se comparan los periodos de retorno diarios de dichos nodos para los periodos 2040-2070 y 2070-2100, respecto al periodo de control 2006-2036. De esta forma se consigue los cambios en el régimen extremal de precipitación. Para ello, se calcula la media del cociente de los periodos de retorno futuros entre el periodo actual o periodo de control. De esta manera se obtiene unos valores que se han dado en denominar "factor multiplicador".
- Se multiplican las curvas IDF presente por el factor multiplicador para calcular las curvas IDF futuras. Se utiliza el resultado del nodo GCM más cercano a cada estación pluviométrica.

La figura AVII.20 muestra la localización de los 10 pluviómetros disponibles con información de la altitud (m) y los 4 nodos GCM utilizados para calibrar las curvas IDF del futuro.

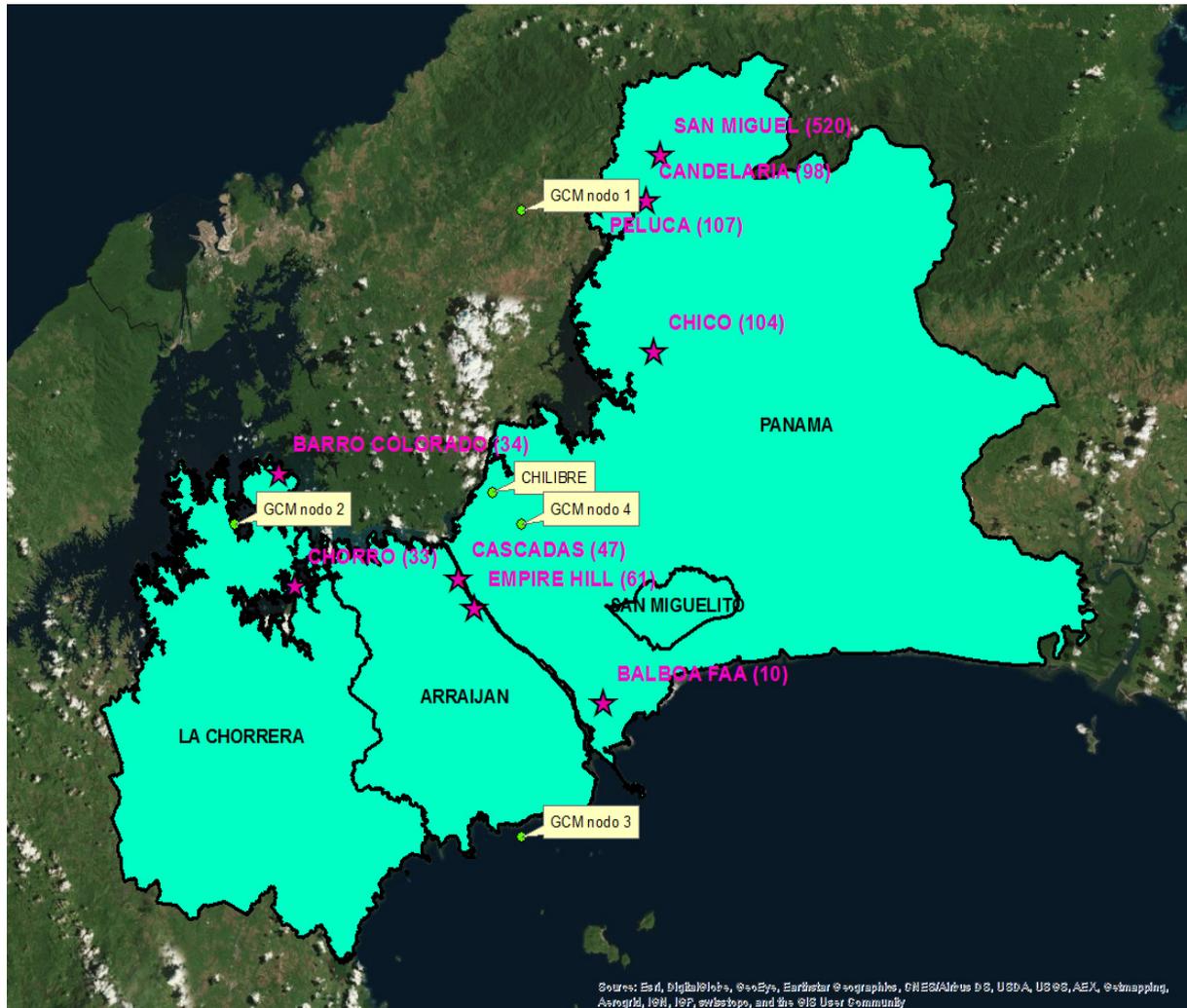


Figura AVII.20. Localización de las estaciones pluviométricas disponibles (ACP y ETESA) y de los nodos GCM seleccionados.

La tabla AVII.16 muestra la localización de los nodos GCM utilizados y la tabla AVII.17 el factor por el que se ha multiplicado las curvas IDF del presente para los diferentes escenarios.

Estación	Coordenadas Geográficas (WGS 84)	
	Longitud (°)	Latitud (°)
GCM nodo 1	-79.625	9.375
GCM nodo 2	-79.875	9.125
GCM nodo 3	-79.625	8.875
GCM nodo 4	-79.625	9.125

Tabla AVII.16. Localización geográfica de los nodos GCM utilizados.

Estación	FACTOR MULTIPLICADOR			
	RCP4.5	RCP8.5	RCP4.5	RCP8.5
	Short-term	Short-term	Long-term	Long-term
SAN MIGUEL	0.784	0.930	0.730	0.918
PELUCA	0.784	0.930	0.730	0.918
CANDELARIA	0.714	0.593	0.721	0.596
CHICO	0.784	0.930	0.730	0.918
BARRO COLORADO	0.714	0.593	0.721	0.596
CHORRO	0.784	0.930	0.730	0.918
CASCADAS	0.725	0.847	0.674	0.866
EMPIRE HILL	0.725	0.847	0.674	0.866
BALBOA FAA	0.987	1.180	0.74	0.927
CHILIBRE	0.725	0.847	0.674	0.866

Tabla AVII.17. Factor por el que se ha multiplicado las curvas IDF del presente para los diferentes escenarios.

Como se puede observar en los resultados mostrados en la tabla AVII.17, se aprecia una disminución del régimen extremal de precipitación para todos los escenarios de cambio climático y periodos de estudio, excepto para la estación Balboa-FAA, para el escenario RCP8.5 y el periodo Short-term. En esta estación, que junto con la de Chico sirve de base para la definición de las IDF de la cuenda de Juan Díaz, en un escenario intermedio de emisiones (como el RCP4.5) la reducción es de tan solo un 1.3%. En la de Chico esta reducción es más acusada, superando el 21%.

2.6.2. Efecto del cambio climático en los caudales de diseño

A la vista de estos resultados y adoptando el citado escenario de emisiones intermedias, se ha optado por considerar unas curvas IDF iguales a las de la situación actual, por estar del lado de la seguridad.

3. CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO EN MICROCUENCAS URBANAS

En la parte baja de la cuenca del Juan Díaz nos encontramos un área bastante llana y con gran desarrollo urbano. El flujo del agua de escorrentía además de verse influenciada por la geometría del terreno, circula adaptándose a las diferentes obras de fábrica existentes: canales, pequeñas cunetas, caños, tajeas y, en último caso, avanza por las propias calles. Teniendo en cuenta la información disponible y los datos geométricos del MDT se han generado una serie de microcuencas de drenaje analizando la hidrodinámica superficial de la zona. Para la realización de estas microcuencas urbanas, de las que se van a obtener los caudales para el diseño de las obras de drenaje local de la propia Ciudad Radial, de Santa Inés, del canal de Metro Park y de las salidas al manglar aguas abajo del Corredor Sur, se han ejecutado nuevas simulaciones con lluvia sobre malla, como se explica a continuación.

3.1. Metodología aplicada

Tal y como se comenta en la introducción de este anejo, para el cálculo de los caudales de diseño de las redes de drenaje se ha utilizado un método de pérdida constante para la estimación de la lluvia neta sobre una malla de cálculo mediante el modelo hidrológico-hidráulico *InfoWorks ICM* sobre el Modelo Digital del Terreno.

Este modelo matemático integra totalmente el modelo de cuenca, permitiendo calcular la hidrología (transferencia lluvia-caudal), la hidráulica de redes de saneamiento y drenajes, así como la hidráulica fluvial.

Para el modelado de la hidrología se dispone de las siguientes opciones:

- Hidrología clásica (SCS, Green-Ampt, Horton, Wallingford, etc.)
- Hidrología 2D directa sobre la malla bidimensional de la cuenca completa.
- Cálculo de Infiltración en 2D. (Fija, Porcentaje o Horton)
- Cálculo de Evapotranspiración en 2D.

En la aplicación de una lluvia sobre una malla bidimensional se puede tener en cuenta no sólo la lluvia neta, sino también la infiltración y escorrentía del terreno. El Modelo de Infiltración 2D calcula las propiedades de infiltración de los elementos de la malla, que se clasifican en diferentes zonas de infiltración de características definidas por el usuario.

A cada objeto tipo "superficie de infiltración 2D" se asocia un modelo de infiltración, estando disponibles una serie de ellos, como son: Infiltración constante, Infiltración fija, e Infiltración tipo Horton.

Para este estudio se ha elegido el modelo de infiltración fija en función de los datos de usos del suelo y tipo de vegetación disponibles. El modelo de infiltración fija el porcentaje de las precipitaciones netas que se convierte en escorrentía. La lluvia efectiva se calcula utilizando la siguiente fórmula:

$$I_E = C_e \cdot i \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde:

I_E = Lluvia efectiva (mm/h)

C_e = Coeficiente de escorrentía

i = intensidad de lluvia (mm/h)

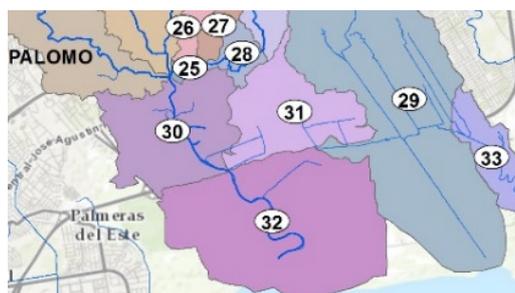
El coeficiente de escorrentía utilizado ha sido obtenido a través de la información existente acerca de los diferentes usos del suelo y coberturas vegetales de la zona de estudio (Figura AVII.5). En la tabla AVII.18 se muestran los coeficientes de escorrentía utilizados para los diferentes usos del suelo y coberturas vegetales.

Tipo	Coeficiente de escorrentía
Afloramiento rocoso y suelo desnudo	0.4
Aguas	1.0
Áreas Pobladas (suelo urbano)	0.8
Bosque	0.4
Infraestructuras	0.8
Pasto y vegetación herbácea	0.5
Playas y arenal natural	0.2
Rastrojo	0.5
Vegetación Baja Inundable	1.0

Tabla AVII.18. Coeficientes de escorrentía (C_e) utilizados para cada uso del suelo y cobertura vegetal.

3.2. Definición de microcuencas

A partir de la hidrodinámica de detalle en las cuencas S30 y S31 se han obtenido como resultados las microcuencas urbanas de drenaje y los valores de los caudales punta en unas secciones de control seleccionadas, para los periodos de retorno de 10 y 100 años.



Subcuenca	Sup (km ²)
S30	3.27
S31	2.68
S32	6.81

Tabla AVII.19. Resumen cuencas urbanas utilizadas en el cálculo hidrológico.

Para definir estas microcuencas se han utilizado los vectores de velocidad, resultado de las simulaciones ejecutadas mencionadas.

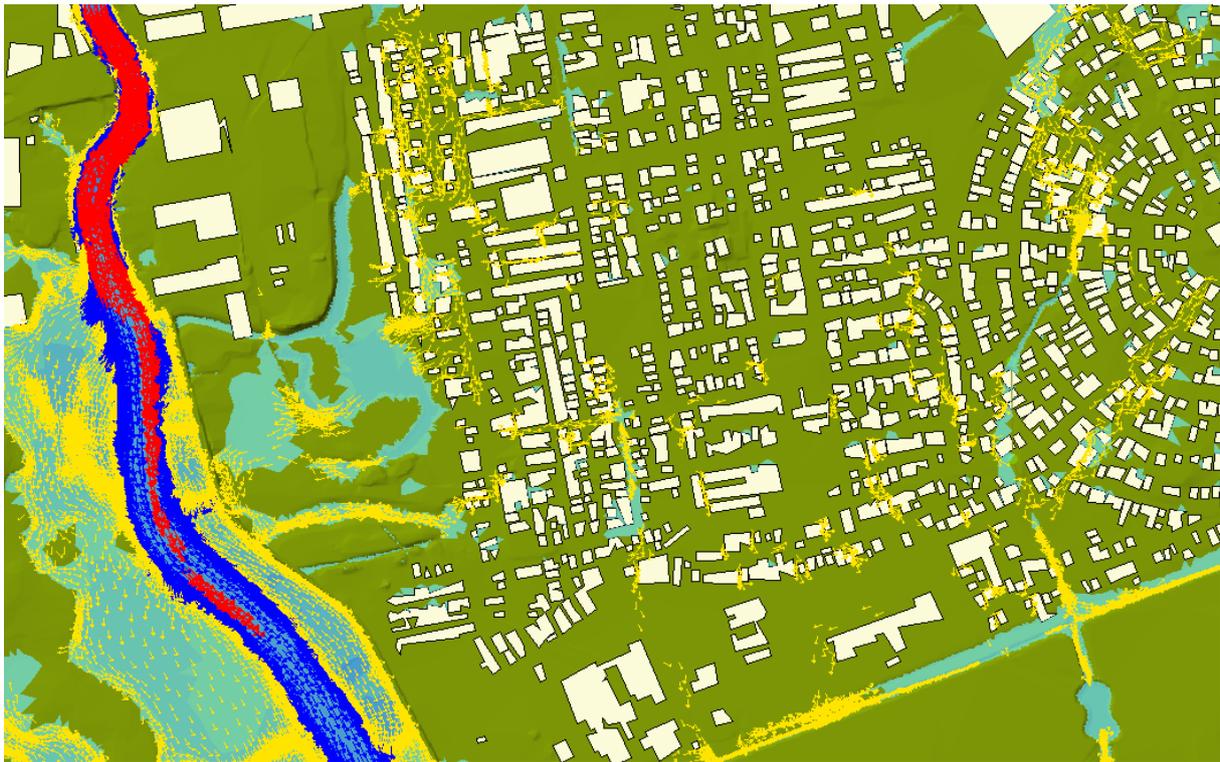


Figura AVII.21. Detalle de resultados de vectores de velocidad en la zona de Ciudad Radial.

Como resultado se han identificado ocho microcuencas como se muestra en la siguiente figura, con sus correspondientes áreas drenantes en km².



Micro cuenca	Sup (km ²)
M1	0.261
M2	0.616
M3	1.334
M4	0.236
M5	0.174
M6	0.185
M7	0.169
M8	0.782

Tabla AVII.20. Resumen de microcuencas urbanas definidas.

3.3. Resultados

Una vez definidas la microcuencas urbanas se ha procedido al cálculo de caudales de escorrentía en diferentes secciones de interés, para los periodos de retorno de 10 y 100 años. Las líneas sobre las que se han obtenido resultados son las que se muestran en la Figura AVII.22.



Figura AVII.22. Líneas de resultados del modelo.

A continuación se muestran los resultados de caudales punta para los periodos de retorno de 100 años (figura AVII.23 y tabla AVII.21) y 10 años (figura AVII.24 y tabla AVII.22).



Figura AVII.23. Caudales máximos (T=100 años)

Línea de resultados	Caudal (m³/s)
D1	0.5
D2	1.8
D3	4.0
D4	1.3
D5	0.3
D6	0.3
D7	0.8
D8	1.0
D9	0.9
D10	4.1
D11	9.6
D12	9.9
D13	1.7
D14	4.3
D15	3.7
D16	1.6

Tabla AVII.21. Tabla de caudales máximos en secciones de interés (T=100 años)



Figura AVII.24. Caudales máximos (T=10 años)

Línea de resultados	Caudal (m ³ /s)
D1	0.3
D2	1.2
D3	2.7
D4	0.9
D5	0.2
D6	0.2
D7	0.4
D8	0.8
D9	0.8
D10	3.0
D11	6.7
D12	7.3
D13	1.5
D14	3.2
D15	2.5
D16	0.5

Tabla AVII.22. Tabla de caudales máximos en secciones de interés (T=10 años)

4. BIBLIOGRAFÍA

Adaptation Fund (mayo 2013). Aumento de la resiliencia al cambio climático y la variabilidad climática en el arco seco y la cuenca del Canal de Panamá.

Caltec (2010). Diagnóstico y medidas de protección para las cuencas de los ríos Juan Diaz, Tocumen y Cabra, Ciudad de Panamá. Informe Final. Ministerio de Obras Públicas. República de Panamá.

CEPAL (2011). Cambio climático en Centroamérica. Guía de navegación.

ETESA (2008). Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Resumen Técnico. Periodo 1971-2006.

IPCC 5th Assessment Report (2013) Working Group I. Climate Change 2013: The Physical Science Basis.

Sillmann, J., V. V. Kharin, X. Zhang, F. W. Zwiers, and D. Bronaugh, (2013). Climate extremes indices in the CMIP5 multimodel ensemble: Part 1. Model evaluation in the present climate, J. Geophys. Res. Atmos., 118 ,1-18, doi:10.1002/jgrd.50203.

Soil Conservation Service (SCS). (1964, 1985); Hydrology, National Engineering Handbook. Supplement A, Section 4. Soil Conservation Service U.S.D.A. Washington D.C.

Ven Te Chow, 1983. Hidrología Aplicada.

USACE (2013) Hydrologic Modeling System- HEC-HMS, User's Manual.