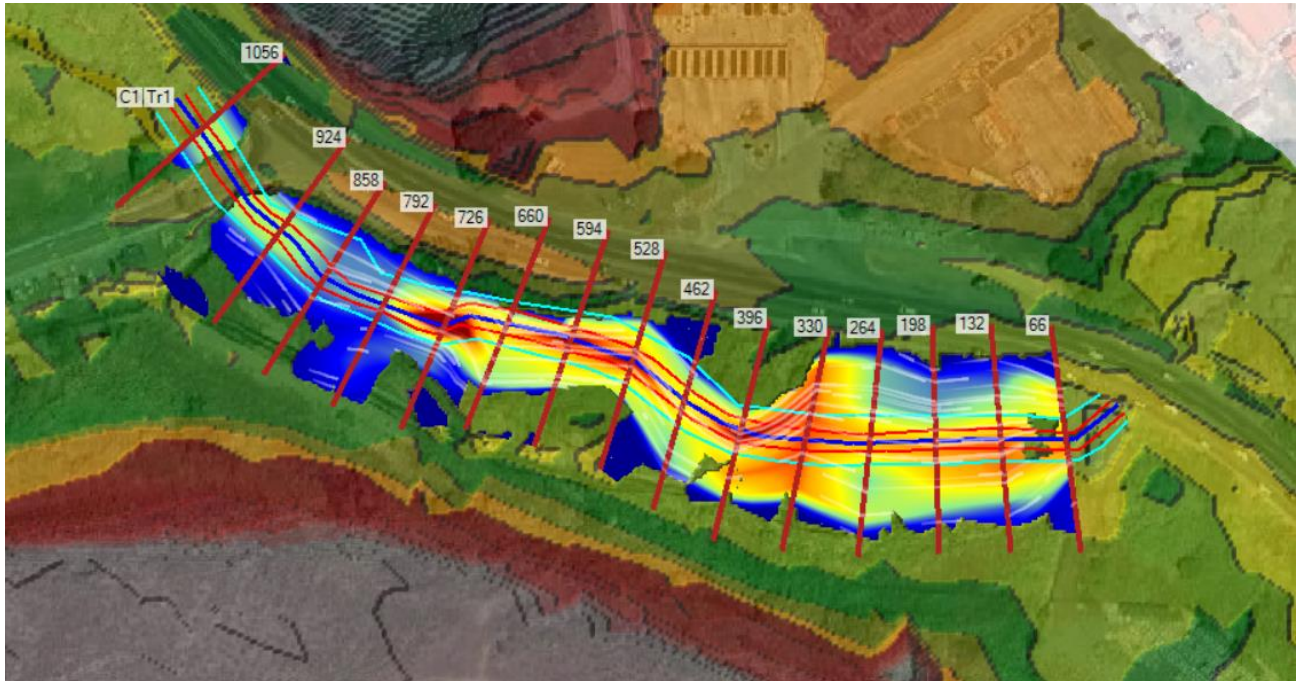


ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Corriente en Howard-Panamericana



Por

Matías Carrera Delgado

Lic. No. 93-006-007

Panamá, mayo de 2024

INDICE

DESCRIPCIÓN	Pág.
I. Introducción	3
II. Localización y descripción de la cuenca del río Cabra	4
III. Análisis hidrológico. Determinación del caudal de diseño (HEC-HMS)	12
IV. Hidráulica. El modelo hidráulico HEC-RAS	17
V. Análisis y resultados de la simulación con el modelo HEC-RAS	23
VI. Conclusiones	27
VII. Recomendaciones	28
VIII. Referencias	29
IX. Anexos	

Anexo 1. Niveles del agua en la corriente para Q_{100} .

I. INTRODUCCIÓN

A solicitud de **Environmental Consulting & Services, Inc.**, se preparó este documento que contiene el análisis hidrológico e hidráulico de un tramo de una corriente sin nombre ubicada en Howard, cerca de la Carretera Panamericana en la ciudad de Panamá. El objetivo principal del estudio es determinar el nivel de aguas máximo extraordinario a lo largo de un tramo de la corriente de aproximadamente 320 metros. Para determinar la cuenca hidrográfica que recoge la escorrentía superficial hasta donde se analiza el tramo, se utilizó información cartográfica del Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia. El área de drenaje de la cuenca se estimó como 101.13 hectáreas. Es una cuenca relativamente pequeña.

El primer objetivo fue determinar el caudal de diseño para el periodo de retorno de 100 años. Se decidió utilizar el modelo HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System), para generar la tormenta de diseño con la información meteorológica de la estación pluviográfica de Balboa. Esta decisión se fundamenta porque es la estación más cercana al área de estudio. La magnitud del caudal de diseño para el periodo de retorno de 100 años fue $48.40 \text{ m}^3/\text{s}$. En el tramo objeto de estudio, se levantaron secciones transversales para conocer las condiciones actuales del cauce de la corriente. La topografía fue procesada para obtener secciones a cada 20 metros. También se trabajó con el modelo de elevación del terreno.

Las simulaciones hidráulicas fueron realizadas con el modelo hidráulico HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis Systems). Los resultados del análisis hidráulico muestran que el nivel del agua, para el periodo de retorno de 100 años no logra sobrepasar los 6.00 metros de elevación a lo largo de los 305 metros del tramo de la corriente.

II. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA DE LA CORRIENTE.

La corriente temporal, objeto del análisis, cruza la carretera Panamericana desde el sector de la antigua base naval de Rodman hacia los terrenos de Howard. El tramo de estudio se encuentra adyacente a la carretera y nace en las laderas del cerro San Juan, cuya elevación supera ligeramente los 100 m.s.n.m. La corriente desemboca en el Canal de Panamá. De acuerdo con la topografía suministrada por el promotor y la información extraída del mapa topográfico de 1:50000, el área de la cuenca tiene una magnitud de 101.13 hectáreas y la extensión del tramo a analizar es de 320 metros. **La Figura 1**, que representa La cuenca hidrográfica, se obtuvo de datos cartográficos del Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia.

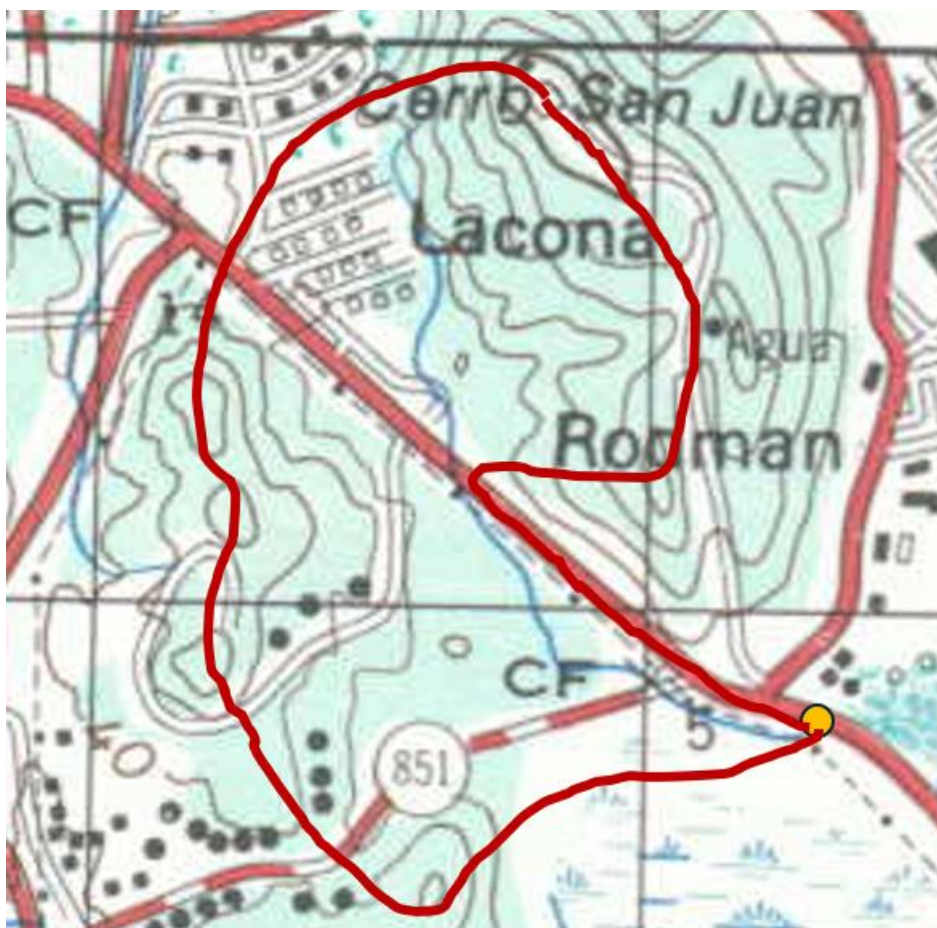


Figura 1. Cuenca de la corriente temporal.

Clima

La climatología de Panamá está influenciada por la migración anual de la Zona de Convergencia Intertropical (ZCI). La ZCI divide los vientos alisios del sureste y del noreste de los hemisferios Sur y Norte, respectivamente. La ZCI se caracteriza por una banda nubosa debido a la convergencia de dos corrientes opuestas de viento. Su presencia genera mayor cantidad de lluvia, creando la estación lluviosa (mayo-junio y octubre-noviembre). Durante su ausencia la cantidad de lluvia es menor, produciéndose entonces una pronunciada estación seca en la costa del Pacífico y una ligera estación seca en la costa Atlántica y en la región central y occidental de Panamá. En medio de los dos periodos máximos de precipitación, ocurre el llamado “Veranillo de San Juan”, con una disminución de las precipitaciones entre julio y agosto.

Las tormentas violentas o sistemas bien organizados a escala sinóptica, tales como los frentes fuertes y los huracanes, no son muy frecuentes, siendo la convección y los efectos orográficos los principales mecanismos de generación de precipitación en el área de estudio.

En cuanto al clima según la clasificación de Koppen (**Figura 2**), el clima en el área de estudio es del tipo Tropical de Sabanas Awi. Sus características son lluvias copiosas en los periodos descritos arriba con una estación seca prolongada. La estación seca presenta vientos fuertes, con predominio de nubes medias altas; hay baja humedad relativa y fuerte evaporación. Las temperaturas medias oscilan de 27 a 28 °C.

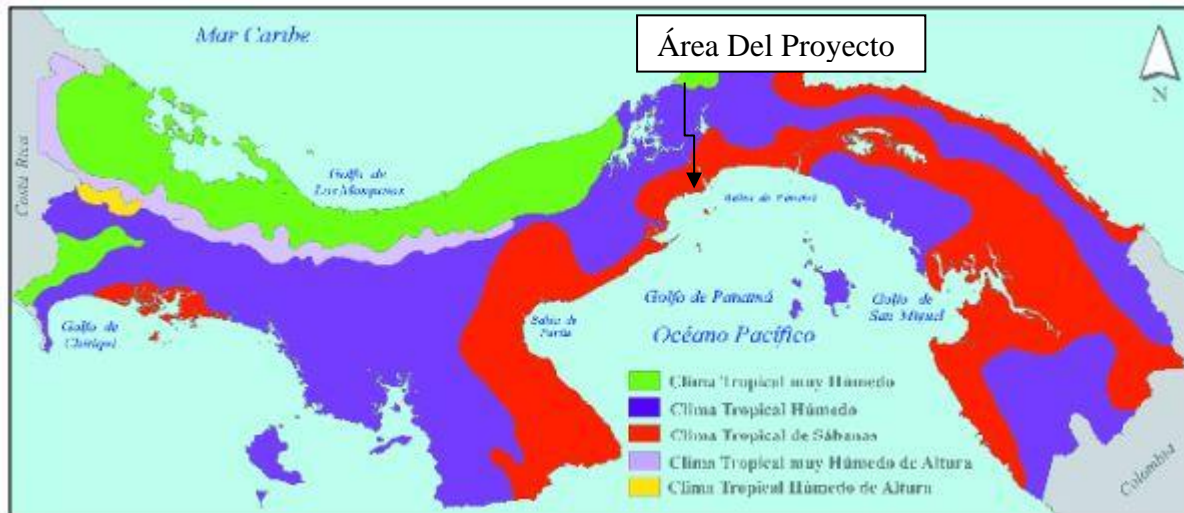


Figura 2. Mapa de Clasificación Climática según Koppen.

Precipitación

La estación meteorológica de Balboa FAA es la que se encuentra más cerca al área de drenaje de la corriente.

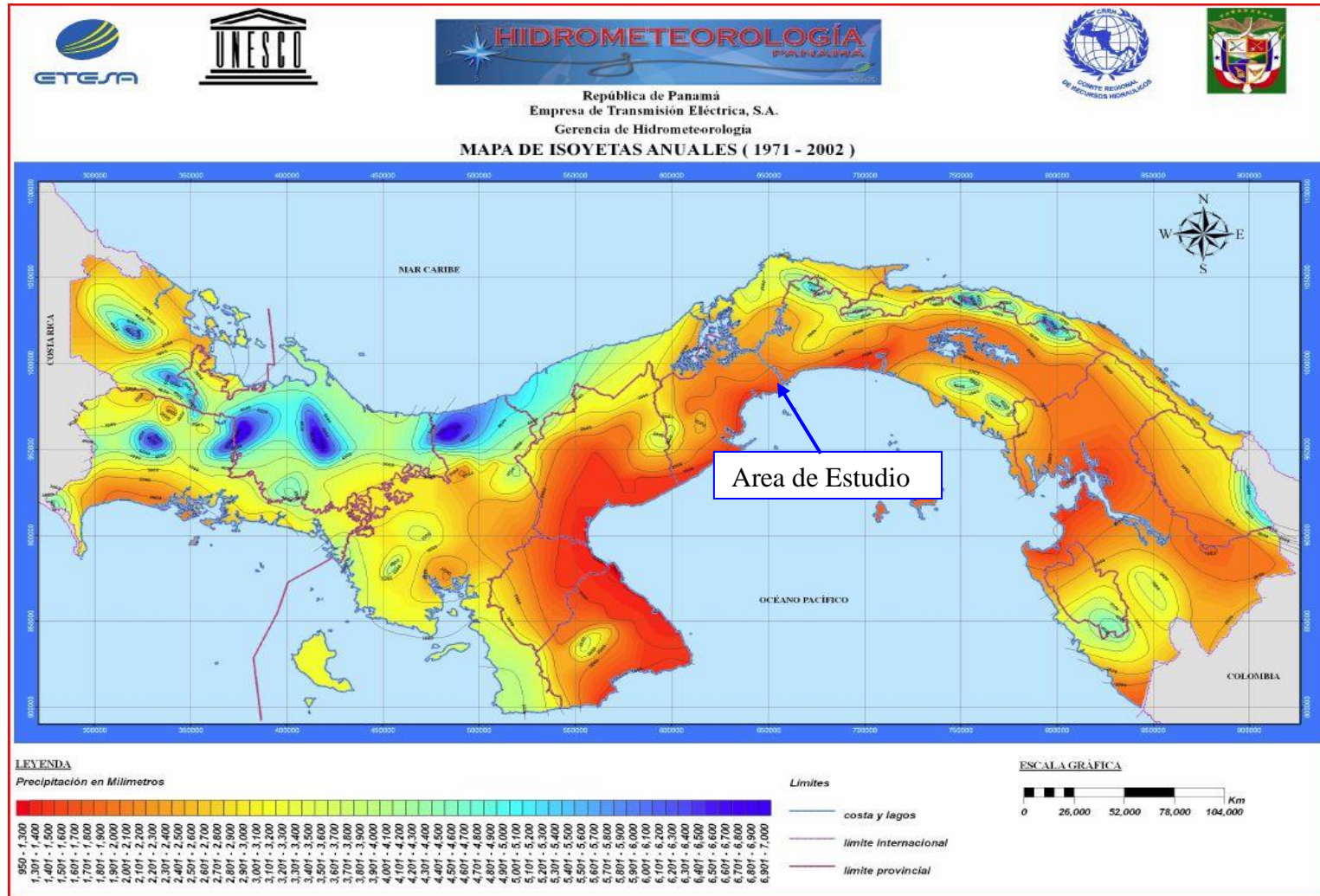
En un periodo de 25 años, el mes con la precipitación promedio mensual más baja es febrero, con 14.4 mm; mientras que la precipitación promedio más alta se registra en octubre con 270.6 mm (**Tabla 1**). La **Tabla 1** muestra también los datos de otros sitios en la ciudad de Panamá.

Tabla 1. Distribución mensual de las lluvias (mm), en las estaciones
Balboa FAA, Hato Pintado, Las Cumbres y Tocumen

	BALBOA FAA	HATO PINTADO	LAS CUMBRES	TOCUMEN
ENE	37.4	32.4	31.2	22.1
FEB	14.4	16.9	7.2	9.9
MAR	26.9	23.8	11.1	13.9
ABR	78.7	73.5	117.0	68.7
MAY	239.6	265.4	249.9	247.0
JUN	248.7	234.1	261.5	244.3
JUL	218.6	223.8	253.2	181.0
AGO	206.7	235.1	271.6	218.0
SEP	233.1	258.4	297.1	254.2
OCT	270.6	282.5	345.9	317.7
NOV	261.3	298.2	236.1	249.8
DIC	140.4	131.7	97.1	111.5
AÑO	1976.3	2073.4	2186.8	1883.3

Fuente: Elaborado por URS Holdings

La convección y los efectos orográficos son los principales mecanismos de generación de precipitación en el área de estudio. Generalmente se favorece la precipitación debido a la existencia de corrientes marinas cercanas junto a temperaturas altas que evaporan las aguas del Pacífico. La humedad es entonces arrastrada desde la costa hacia tierra firme provocando intensas precipitaciones, sobre todo en la parte alta de las cuencas. La precipitación media anual en la cuenca se acerca a los 2000 mm/año (**Mapa 1**).



Mapa 1. Isoyetas anuales en mm.

III. ANÁLISIS HIDROLÓGICO. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO (HEC-HMS).

EI MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS

Diseñado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, el modelo HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System), es un modelo que sirve para recrear los procesos de precipitación-escorrentía en una cuenca hidrográfica

El modelo HEC-HMS permite realizar un análisis mucho más detallado del comportamiento hidrológico de una cuenca, al considerar el tipo y uso de suelos como también sus factores geomorfológicos y meteorológicos. El modelo hidrológico de la cuenca está compuesto por submodelos que están asociados a los ciclos hidrológicos en un determinado momento. Cada ciclo a su vez está vinculado con ecuaciones y métodos de cálculo que depende de las variables que puedan estimarse o medirse dentro de la cuenca y a la información geográfica espacial con que se cuente. A continuación, describimos cada uno de los procesos dentro del ciclo hidrológico de las subcuencas mencionadas:

- Área de la subcuenca: Como primer factor se toma en cuenta el área de drenaje de la subcuenca.
- Pérdidas por infiltración: Para las pérdidas por infiltración en la subcuenca se utilizó el método de Número de Curva del Soil Conservation Service (SCS). Este método involucra la textura y cobertura del suelo de la cuenca de estudio, para obtener al final un valor asociados con la alta o baja infiltración que va de 0 a 100, en donde 0 (todo se infiltra) y 100 (nada se infiltra).

En función de las condiciones de poca cobertura boscosa, la identificación de suelos desnudos y a la topografía del terreno en la cuenca de interés, se estableció un valor de CN (número de curva) equivalente a 71.00 para condición tipo II, y luego se calcula para tipo III, porque los suelos están húmedos o saturados para las épocas de eventos extremos. Para calcular CN (tipo III) se aplica la siguiente formula:

$$CN \text{ (Tipo III)} = 23 * CN \text{ (Tipo II)} / (10 + 0.13 * CN \text{ (Tipo II)})$$

CN (Tipo III) = 85.00

- Transformación de lluvia a escorrentía: Para este proceso se aplicó el método de Hidrograma Unitario Clark, el cual toma en cuenta el tiempo de concentración de la cuenca y el coeficiente de almacenamiento de la cuenca, ambos valores en horas. Se está utilizando un coeficiente de almacenamiento del 10% del tiempo de concentración (hr). En donde el tiempo de concentración se está utilizando la ecuación de California Culverts Practice (1942).
- Caudal base: El caudal base de la cuenca para este tipo de análisis no predomina debido a que no es un área de drenaje con mucha extensión, sin embargo, se aplicó el método de caudal constante mensual y se estimaron caudales bases para los 12 meses del año. Se utilizó como referencia un valor de 0.5 m³/s.
- Lluvia de diseño: Para construir la lluvia de diseño se utilizó la curva de IDF de la estación de Tocumen para el periodo de retorno de 100 años. Se construyó el hietograma utilizando el método de bloque alterno* (**Figura 3**), en base a una lluvia de 2 horas con intervalos de 5 minutos. Es importante señalar que las IDF se desarrollaron para periodos de Retorno de hasta 100 años.

****Nota: El Método de Bloque Alterno se encuentra en la página 477 del libro Hidrología Aplicada (Ven Te Chow y otros, 1988).***

Nota: Considerando la proximidad de la estación pluviográfica de Tocumen al área de estudio se decidió trabajar con las ecuaciones de Intensidad-Duración-Frecuencia desarrolladas previamente (Espino, 2002), para estimar el caudal de diseño con periodo de retorno de 100 años.

A continuación, se muestran las ecuaciones IDF de Balboa.

donde i = Intensidad de lluvia en pulg./hora.

TC = Tiempo de concentración en minutos.

Periodo de retorno = 1 cada 2 años

$$i = \frac{227}{29 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 5 años

$$i = \frac{294}{36 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 10 años

$$i = \frac{323}{36 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 20 años

$$i = \frac{357}{37 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 25 años

$$i = \frac{370}{37 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 30 años

$$i = \frac{370}{36 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 50 años

$$i = \frac{370}{33 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 100 años

$$i = \frac{370}{28 + TC}$$

Hietograma t (min)	Int.(mm/hr) Inicio	Pof. Acum. (mm)	Prof.Increm. (mm)	t (min)	Precip. (mm)
5	215.90	17.99	17.99	5	1.17
10	192.93	32.16	14.16	10	1.34
15	174.38	43.60	11.44	15	1.55
20	159.08	53.03	9.43	20	1.80
25	146.25	60.94	7.91	25	2.13
30	135.34	67.67	6.73	30	2.56
35	125.94	73.47	5.80	35	3.13
40	117.76	78.51	5.04	40	3.92
45	110.58	82.94	4.43	45	5.04
50	104.23	86.86	3.92	50	6.73
55	98.56	90.35	3.49	55	9.43
60	93.48	93.48	3.13	60	14.16
65	88.90	96.31	2.83	65	17.99
70	84.75	98.87	2.56	70	11.44
75	80.96	101.20	2.33	75	7.91
80	77.50	103.34	2.13	80	5.80
85	74.33	105.30	1.96	85	4.43
90	71.40	107.10	1.80	90	3.49
95	68.70	108.77	1.67	95	2.83
100	66.19	110.31	1.55	100	2.33
105	63.86	111.75	1.44	105	1.96
110	61.69	113.09	1.34	110	1.67
115	59.66	114.34	1.25	115	1.44
120	57.76	115.51	1.17	120	1.25

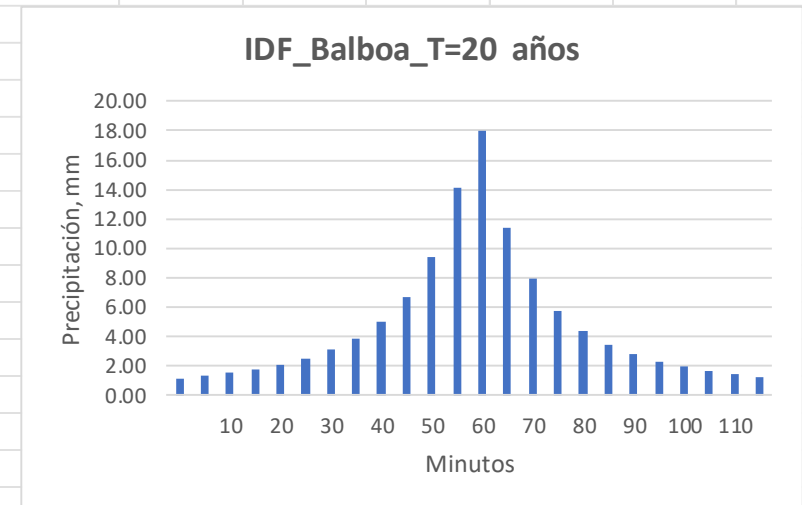


Figura 3. Hietograma para T=20 años

Hietograma t (min)	Int.(mm/hr) Inicio	Pof. Acum. (mm)	Prof.Increm. (mm)	t (min)	Precip. (mm)
5	247.32	20.61	20.61	5	1.14
10	218.56	36.43	15.82	10	1.31
15	195.79	48.95	12.52	15	1.52
20	177.32	59.11	10.16	20	1.78
25	162.03	67.51	8.41	25	2.12
30	149.17	74.59	7.07	30	2.56
35	138.21	80.62	6.03	35	3.16
40	128.74	85.83	5.21	40	3.99
45	120.49	90.37	4.54	45	5.21
50	113.23	94.36	3.99	50	7.07
55	106.80	97.90	3.54	55	10.16
60	101.05	101.05	3.16	60	15.82
65	95.90	103.89	2.84	65	20.61
70	91.24	106.45	2.56	70	12.52
75	87.02	108.77	2.32	75	8.41
80	83.17	110.89	2.12	80	6.03
85	79.64	112.83	1.94	85	4.54
90	76.41	114.61	1.78	90	3.54
95	73.42	116.25	1.64	95	2.84
100	70.66	117.77	1.52	100	2.32
105	68.10	119.18	1.41	105	1.94
110	65.72	120.49	1.31	110	1.64
115	63.50	121.71	1.22	115	1.41
120	61.42	122.85	1.14	120	1.22

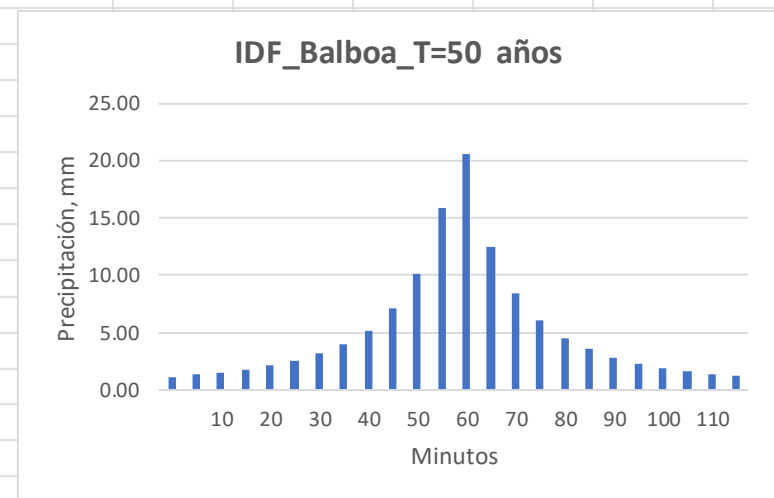


Figura 4. Hietograma para T=50 años

Hietograma t (min)	Int.(mm/hr) Inicio	Pof. Acum. (mm)	Prof.Increm. (mm)	t (min)	Precip. (mm)
5	284.79	23.73	23.73	5	1.04
10	247.32	41.22	17.49	10	1.19
15	218.56	54.64	13.42	15	1.39
20	195.79	65.26	10.62	20	1.64
25	177.32	73.88	8.62	25	1.97
30	162.03	81.02	7.13	30	2.41
35	149.17	87.02	6.00	35	3.00
40	138.21	92.14	5.12	40	3.85
45	128.74	96.55	4.42	45	5.12
50	120.49	100.41	3.85	50	7.13
55	113.23	103.79	3.39	55	10.62
60	106.80	106.80	3.00	60	17.49
65	101.05	109.47	2.68	65	23.73
70	95.90	111.88	2.41	70	13.42
75	91.24	114.05	2.17	75	8.62
80	87.02	116.02	1.97	80	6.00
85	83.17	117.82	1.80	85	4.42
90	79.64	119.47	1.64	90	3.39
95	76.41	120.98	1.51	95	2.68
100	73.42	122.37	1.39	100	2.17
105	70.66	123.66	1.29	105	1.80
110	68.10	124.85	1.19	110	1.51
115	65.72	125.96	1.11	115	1.29
120	63.50	127.00	1.04	120	1.11

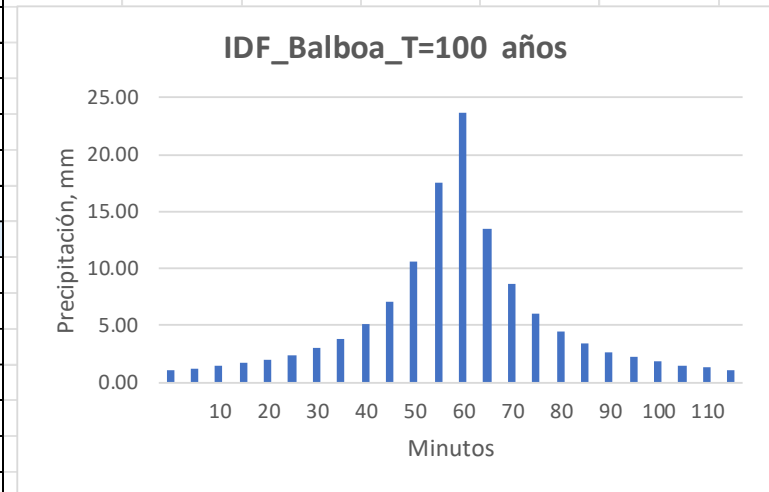


Figura 5.. Hietograma para T=100 años

La **Tabla 2** muestra los parámetros que fueron utilizados en la simulación del modelo hidrológico HEC-HMS.

Sitio	Hidrograma Unitario de Clark		Número de Curva SCS			Constante Mensual
	Transformación de Lluvia Escorrentía		Pérdida			Caudal Base
	Tiempo de concentración	Coefficiente de Almacenamiento	Abstracción Inicial	CN	Impermeabilidad	Caudal
	(hr)	(hr)	(mm)		(%)	(m ³ /s)
Corriente	0.32	0.032	5	71	10	0.5

Tabla 2. Parámetros utilizados en la simulación de la cuenca con HEC-HMS

Una vez aplicado el modelo HEC-HMS en la cuenca hidrográfica del Río Tapia, se logró obtener el hidrograma para el periodo de retorno de 100 años que reflejó un caudal máximo de 48.40 m³/s (**Figura 6**). Para los periodos de retorno de 20 y 50 años los caudales de diseño fueron 38.20 y 43.30 m³/s respectivamente.

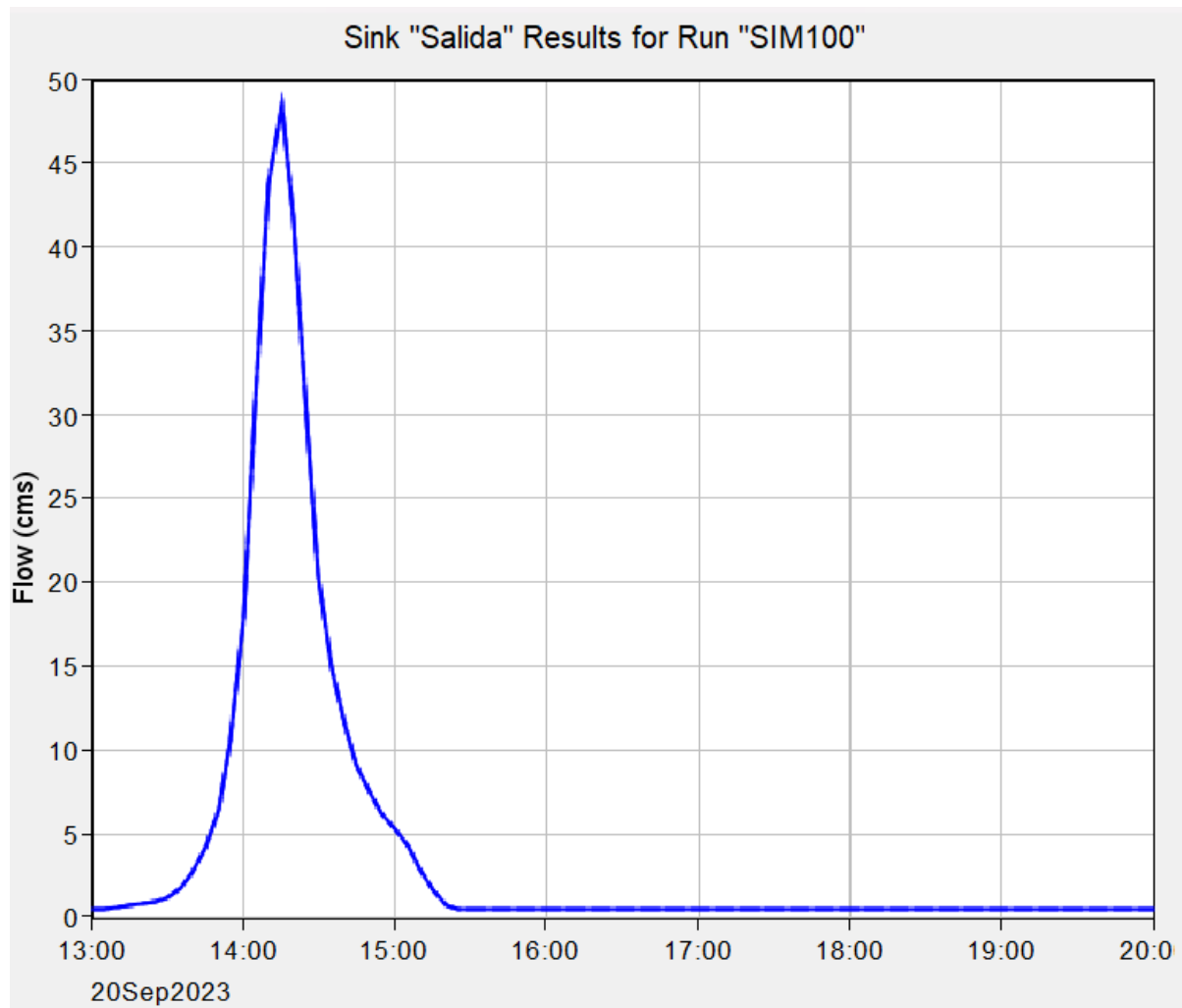


Figura 6. Hidrograma para un periodo de retorno (T) de 100 años.

IV. HIDRÁULICA. EL MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS.

Conocido los caudales de diseño es necesario hacer uso de una herramienta computacional para analizar la hidráulica del flujo a través del tramo de la corriente con el propósito de estimar los niveles que alcanza el agua en cada una de las secciones transversales.

EL MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS

Antes de realizar una presentación básica del modelo hidráulico HEC-RAS, se considera oportuno hacer ciertos comentarios de su predecesor, el modelo HEC-2. El modelo HEC-2 fue desarrollado en los años 70 por el Hydrologic Engineering Center en los Estados Unidos (Hoggan, 1997). El programa se diseña para calcular los perfiles superficiales del agua para flujo permanente, gradualmente variado en canales naturales (ríos) o artificiales. El proceso computacional se basa en la solución de la ecuación unidimensional de la energía utilizando el método estándar de paso. Entre sus usos, el programa se puede aplicar para delinear zonas de alto riesgo de inundaciones. El modelo también se puede utilizar para evaluar los efectos sobre los perfiles de la superficie del agua como resultado de mejoras y construcción de diques en canales. Además, es útil para simular estructuras como puentes o alcantarillas.

El objetivo principal del programa HEC-2 es simplemente calcular las elevaciones de la superficie del agua en todas las localizaciones de interés para los valores dados del flujo. Los requisitos de los datos incluyen el régimen del flujo, la elevación, la descarga, los coeficientes de pérdida, la geometría de las secciones transversales, y la separación entre secciones adyacentes.

Siguiendo los conceptos planteados en el modelo HEC-2 para la determinación de perfiles de la superficie de agua, el USACE (Army Corps of Engineers of the United States) desarrolló un Sistema de Análisis de Ríos, conocido como el HEC-RAS, (1995, 2000). El modelo HEC-RAS es muy idéntico al modelo HEC-2, con unos pocos cambios menores. Los objetivos, metas y resultados de los programas son los mismos. La gran mejora es la

adición del poder gráfico al usuario (GUI). El GUI es un sistema de Windows que permite al usuario entrar, editar, y desplegar datos y gráficas en un formato de lectura fácil. Esta capacidad facilita al modelador una mejor visualización del río y su condición. Hasta permite imprimir la geometría del río en tres dimensiones.

En adición a las mejoras gráficas encontradas en HEC-RAS, muchas otras mejoras han sido hechas. HEC-2 estaba limitado para correr en condiciones de flujo subcrítico o supercrítico. HEC-RAS es capaz de operar con un régimen de condiciones mixtas. HEC-RAS también incluye la habilidad de modelar dentro de esclusas, compuertas, múltiples alcantarillas y tiene un nuevo método para evaluar el efecto de las columnas en puentes.

ECUACIONES DEL FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

Cuando el flujo en un canal o una corriente abierta encuentra un cambio en la pendiente del fondo o un cambio en la sección transversal, la profundidad de flujo puede cambiar gradualmente. Tal condición del flujo donde la profundidad y la velocidad pueden cambiar a lo largo del canal se debe analizar numéricamente. La ecuación de la energía se aplica a un volumen de control diferenciado, y la ecuación que resulta relaciona el cambio en profundidad con la distancia a lo largo de la trayectoria del flujo. Una solución es posible si uno asume que la pérdida principal en cada sección es igual a la del flujo normal con la misma velocidad y profundidad de la sección. Así un problema del flujo no uniforme es aproximado por una serie de segmentos uniformes de la corriente del flujo.

La energía total de una sección dada del canal puede ser escrita como,

$$H = z + y + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (1)$$

donde “ $z + y$ ”, es la cabeza potencial de la energía sobre un datum y la capacidad cinética de la energía es representada por el término que contiene la velocidad promedio en la sección. El valor del α se extiende de 1.05 a 1.36.

Para la mayoría de los canales “ α ” es una indicación de la distribución de la velocidad a través de la sección transversal. Este se define como el coeficiente de la energía,

$$\alpha = \sum_i \frac{v_i \Delta A}{V^3 A} \quad (2)$$

v_i es la velocidad en la sección ΔA y V es la velocidad promedio en la sección transversal. En muchos casos, el valor de α se asume como 1.0 (**Figura 7**), pero debe ser estimado para las corrientes o ríos en donde la variación de la velocidad puede ser grande.

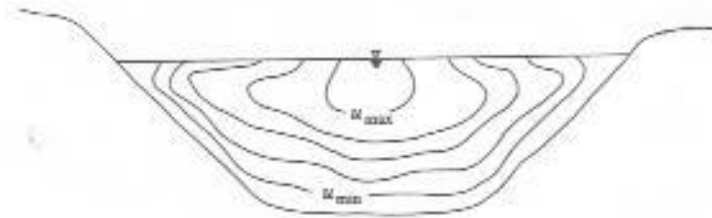


Figura 7. Distribuciones típicas de la velocidad en un canal abierto.

La ecuación de la energía para el flujo permanente entre dos secciones, 1 y 2 (**Figura 8**), separadas por una distancia L se convierte en,

$$z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_L, \quad (3)$$

donde h_L es la pérdida principal de la sección 1 a la sección 2. Si asumimos que $\alpha = 1$, $z_1 - z_2 = S_o L$, y $h_L = S L$, la ecuación de la energía se convierte en,

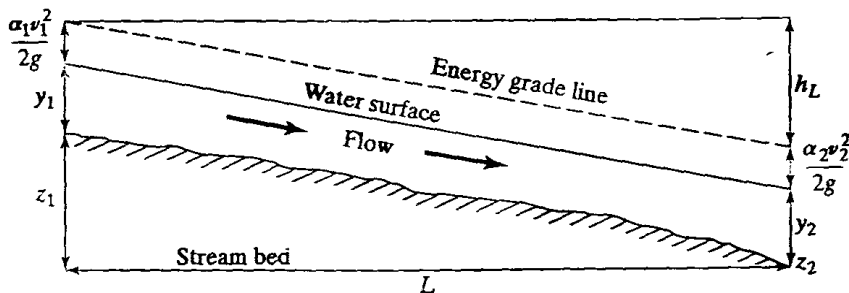


Figura 8. Ecuación de la energía del flujo no uniforme.

$$\begin{aligned}
z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} &= z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_L \\
y_1 + \frac{V_1^2}{2g} &= y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + (S - S_0)L.
\end{aligned} \tag{4}$$

La pendiente de energía se determina con la ecuación 5, utilizando la ecuación de Manning (unidades pie-s) y solucionando para S, tenemos

$$S = \left(\frac{nV_m}{1.49R_m^{2/3}} \right)^2, \tag{5}$$

donde el subíndice m refiere a un valor medio. Si diferenciamos la ecuación (1) con respecto a x, la distancia a lo largo del canal, la tasa de cambio de la energía será entonces,

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{\alpha}{2g} \frac{d(V^2)}{dx} \tag{6}$$

La ecuación (7) describe la variación de la energía total para los flujos que varían gradualmente. Los términos S_0 y S pueden ser substituidos de las ecuaciones anteriores. La pendiente del perfil de la superficie del agua depende si el flujo es subcrítico o supercrítico. Al utilizar $V = q / y$ (sección rectangular), y asumiendo que $\alpha = 1$, la ecuación (6) se transforma en,

$$\frac{1}{2g} \frac{d}{dx} (V^2) = \frac{1}{2g} \frac{d}{dx} \left(\frac{q^2}{y^2} \right) = - \left(\frac{q^2}{g} \right) \frac{1}{y^3} \frac{dy}{dx} \tag{7}$$

Así

$$-S = -S_0 + \frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{q^2}{gy^3} \right) \tag{8}$$

Si incluimos la definición del número Froude (Fr), entonces la pendiente de la superficie del agua para una sección rectangular se puede escribir como,

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S}{1 - (V^2 / gy)} = \frac{S_0 - S}{1 - Fr^2} \quad (9)$$

Además, del levantamiento topográfico se visitó el área para identificar los coeficientes de Manning (n), que se debe utilizar en el modelo HEC-RAS en la primera simulación.

La selección del coeficiente “n” de rugosidad de Manning, se basa generalmente en " el mejor juicio de la ingeniería"; o en valores establecidos por ordenanzas municipales de diseño. Varias tablas están disponibles en la literatura general para la selección del coeficiente de rugosidad de Manning para un particular canal abierto (ver **Tabla 3**. Chow, 1959). En nuestro caso, se trabajó con coeficientes de rugosidad de 0.025 para el canal principal y 0.030 para las riberas izquierda y derecha de la corriente.

TABLA 3. Valores del coeficiente de rugosidad (n) en la fórmula de Manning

	Mínimo	Normal	Máximo
Tuberías cerradas			
Acero, clavado y espiral	0.013	0.016	0.017
Hierro fundido, Sin recubrimiento	0.011	0.014	0.016
Cemento, mortero	0.011	0.013	0.015
Concreto, alcantarilla	0.010	0.011	0.013
Arcilla, alcantarilla vitrificada	0.011	0.014	0.017
Albañilería del escombro, cementada	0.018	0.025	0.030
Canales alineados o erigidos			
Concreto, final del flotador	0.013	0.015	0.016
Fondo concreto, concreto	0.020	0.030	0.035
Fondo de la grava con el rasgaduras	0.023	0.033	0.036
Ladrillo, esmaltado	0.011	0.013	0.015
Canal excavado o dragado			
Tierra, derecha y uniforme - hierba corta	0.022	0.027	0.033
Tierra, sinuoso, floja, pastos densos	0.030	0.035	0.040
Cortes de la roca, dentado e irregulares	0.035	0.040	0.050
Canales no mantenidos, pasto y maleza sin cortar	0.050	0.080	0.120
Corrientes Naturales			
Etapas limpia, rectas, completas	0.025	0.030	0.033
Limpios y sinuosos, algunas piscinas y bajíos	0.033	0.040	0.045
Bordes flojos, malezas y charcos profundos	0.050	0.070	0.080
Riberas de arroyos montañosos y peñascos	0.030	0.040	0.050
Riberas de arroyos montañosos, grava y grandes Peñascos.	0.040	0.050	0.070
Flujo en Llano			
Pasto, ningún matorral, hierba alta	0.030	0.035	0.050
Matorral, matorral dispersos, hierbas abundantes	0.035	0.050	0.070
Matorral, medio al matorral denso en verano	0.070	0.100	0.160
Árboles, sauces densos, verano, plano	0.110	0.150	0.200
Árboles, bosques	0.080	0.100	0.120

V. ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN CON EL MODELO HEC-RAS

Considerando la magnitud e importancia del proyecto, se procedió a realizar un levantamiento topográfico de la corriente adyacente a la carretera Panamericana en Howard. También se recibió un modelo de elevación del terreno (DEM), el cual fue utilizado para extraer las secciones transversales del tramo de la corriente (**Figura 9**).

El análisis hidráulico con el modelo HEC-RAS consideró el caudal máximo de $48.40 \text{ m}^3/\text{s}$ generado con el modelo HEC-HMS para un periodo de retorno (T) de 100 años. Los resultados mostraron que las secciones transversales actuales son capaces de desalojar el caudal de diseño y que el nivel del agua no sobrepasa la elevación de 6 metros.

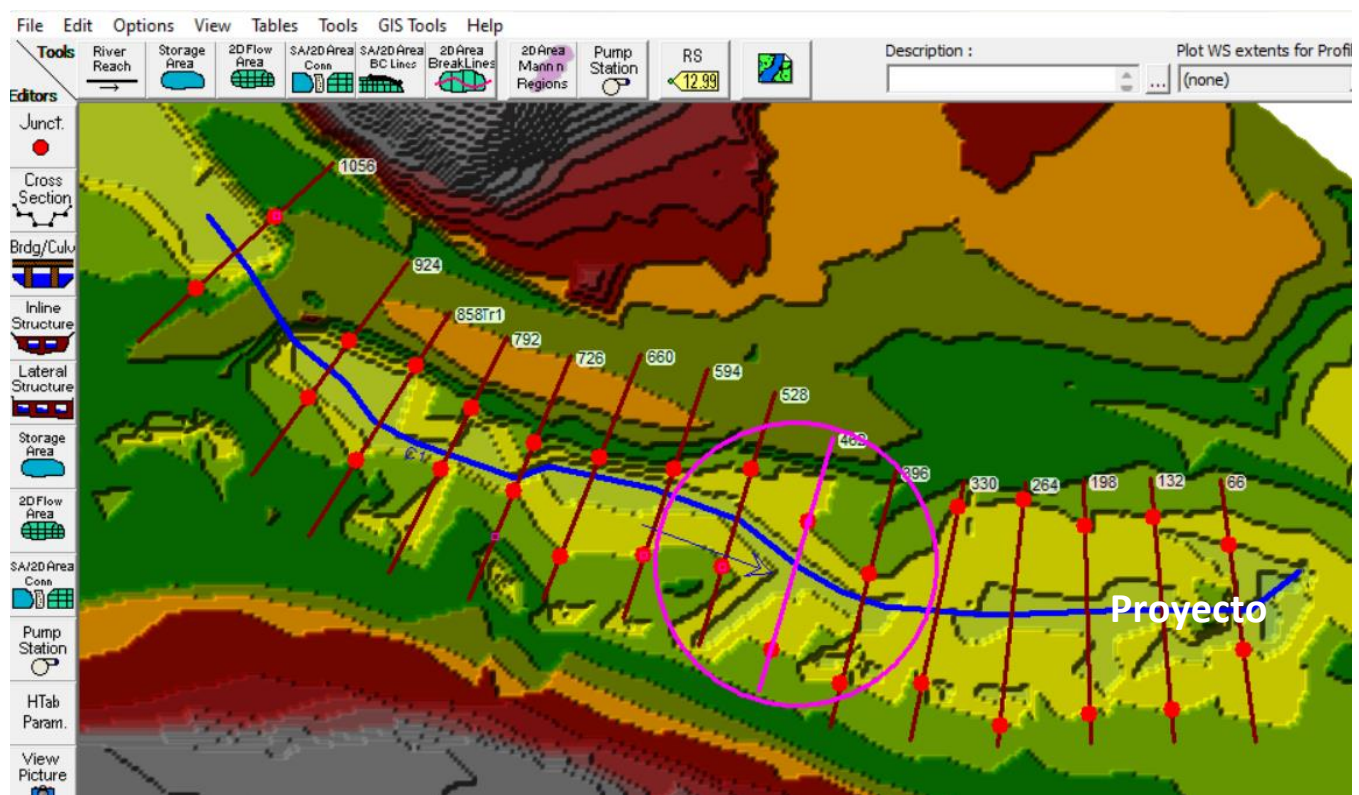


Figura 9. Configuración del tramo de la corriente con el modelo HEC-RAS.

En la **Tabla 4** se muestra el nivel del agua y la velocidad promedio y el área de flujo para el caudal Q_{100} , en cada una de las secciones transversales.

Tabla 4. Resultados de la simulación realizada con HEC-RAS.

Hoja de Cálculos Hidráulicos para la Corriente					
(Secciones Naturales y $Q_{100}=48.40\text{m}^3/\text{s}$)					
Tramo del Río Cabra	Estación	Elev. Mín. del Cauce (m)	El. Sup. del agua (m)	Velocidad (m/s)	Area de Flujo (m ²)
Tr1	1056	3	5.64	0.95	50.69
Tr1	924	3	5.62	1.08	50.1
Tr1	858	3	5.64	0.72	68.04
Tr1	792	3	5.63	0.84	69.53
Tr1	726	3	5.22	2.84	18.95
Tr1	660	3	4.92	1.4	34.68
Tr1	594	3	4.78	1.96	24.7
Tr1	528	3	4.74	1.91	25.35
Tr1	462	3	4.79	1.27	38.16
Tr1	396	3	4.62	2	24.17
Tr1	330	4	4.48	2.17	22.29
Tr1	264	3	4.36	1.42	34.12
Tr1	198	3	4.26	1.61	30.1
Tr1	132	3	4.15	1.81	26.69
Tr1	66	2.25	4.08	1.81	28.56

La **Figura 10** muestra gráficamente los niveles del agua que se alcanzan en el tramo de la corriente al transitar el caudal de diseño para el periodo de retorno de 100 años con las secciones extraídas del modelo de elevación del terreno. El **Anexo 1** muestra las secciones transversales con los niveles del agua de manera gráfica y en una tabla con otros elementos hidráulicos.

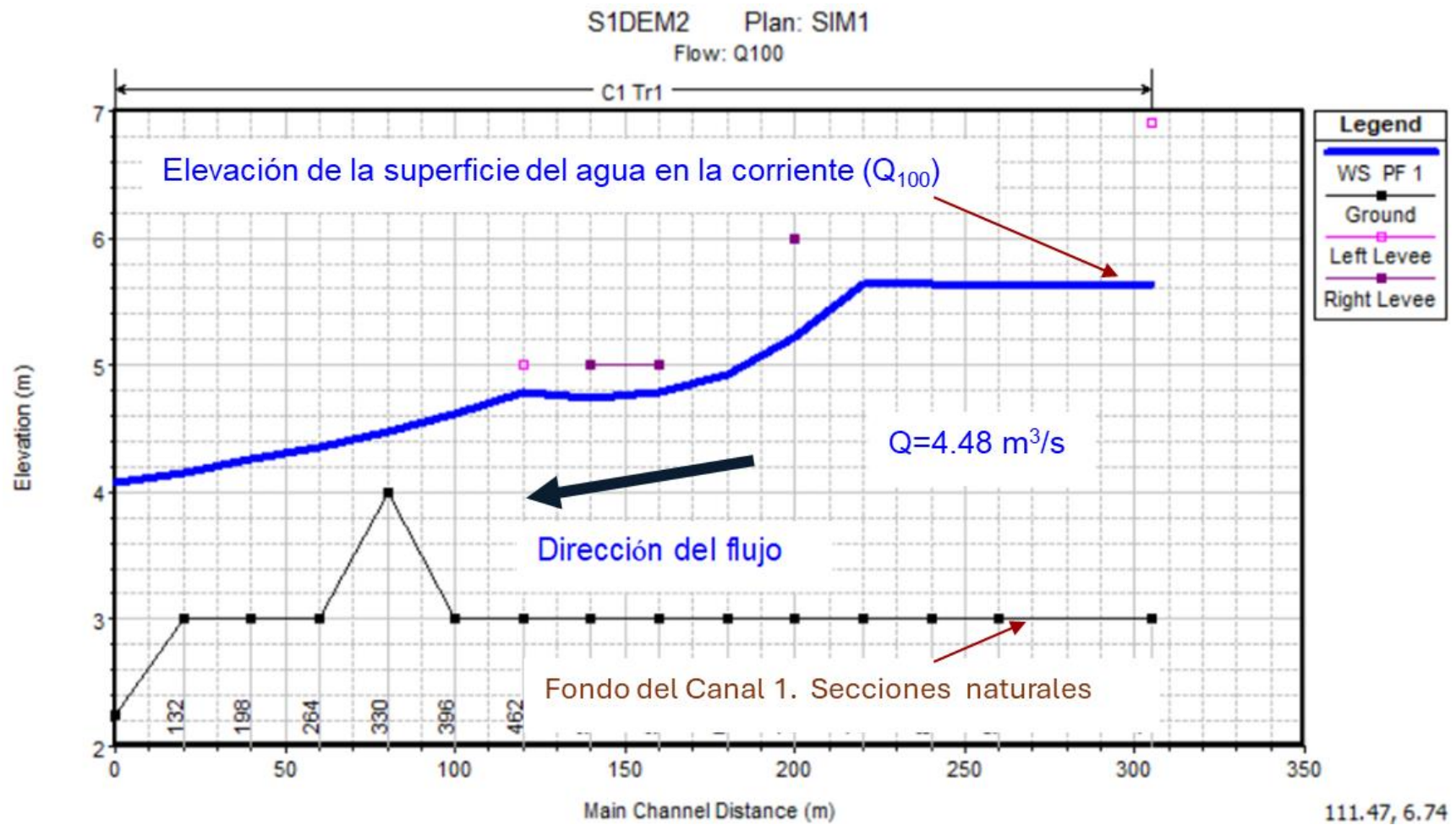


Figura 10. Elevación de la superficie del agua para $Q_{100} = 48.40 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI. CONCLUSIONES

1. El modelo HEC-RAS simula adecuadamente el tránsito del caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años en un tramo de 305 metros de la corriente en Howard..
2. Las secciones transversales pueden desalojar el caudal de diseño y el nivel del agua no logra alcanzar la elevación de 6 metros.

VII. RECOMENDACIONES

1. Utilizar los niveles del agua obtenidos con el modelo HEC-RAS, para un caudal de diseño de 100 años, como referencia para ubicar y desarrollar el campamento adyacente a la corriente.
2. Se recomienda que el Ministerio de Obras Públicas y las autoridades locales elaboren un plan de mantenimiento para garantizar el desalojo expedito de las futuras crecidas que se puedan dar en la corriente.

VIII. REFERENCIAS

Chow, V. T., 1959, Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill, New York.

Computer Applications in Hydraulics Engineering: Connecting Theory to Practice 1997-2004. Haestad methods, Inc.

Espino O., 2002, Desarrollo de Relaciones de Intensidad-Duración-Frecuencia en Sitios en la República de Panamá. Tesis de Grado para optar por el título de Licenciatura en Ingeniería Civil.

Hoggan D. H., 1997, Computer-Assisted Floodplain Hydrology and Hydraulics, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.

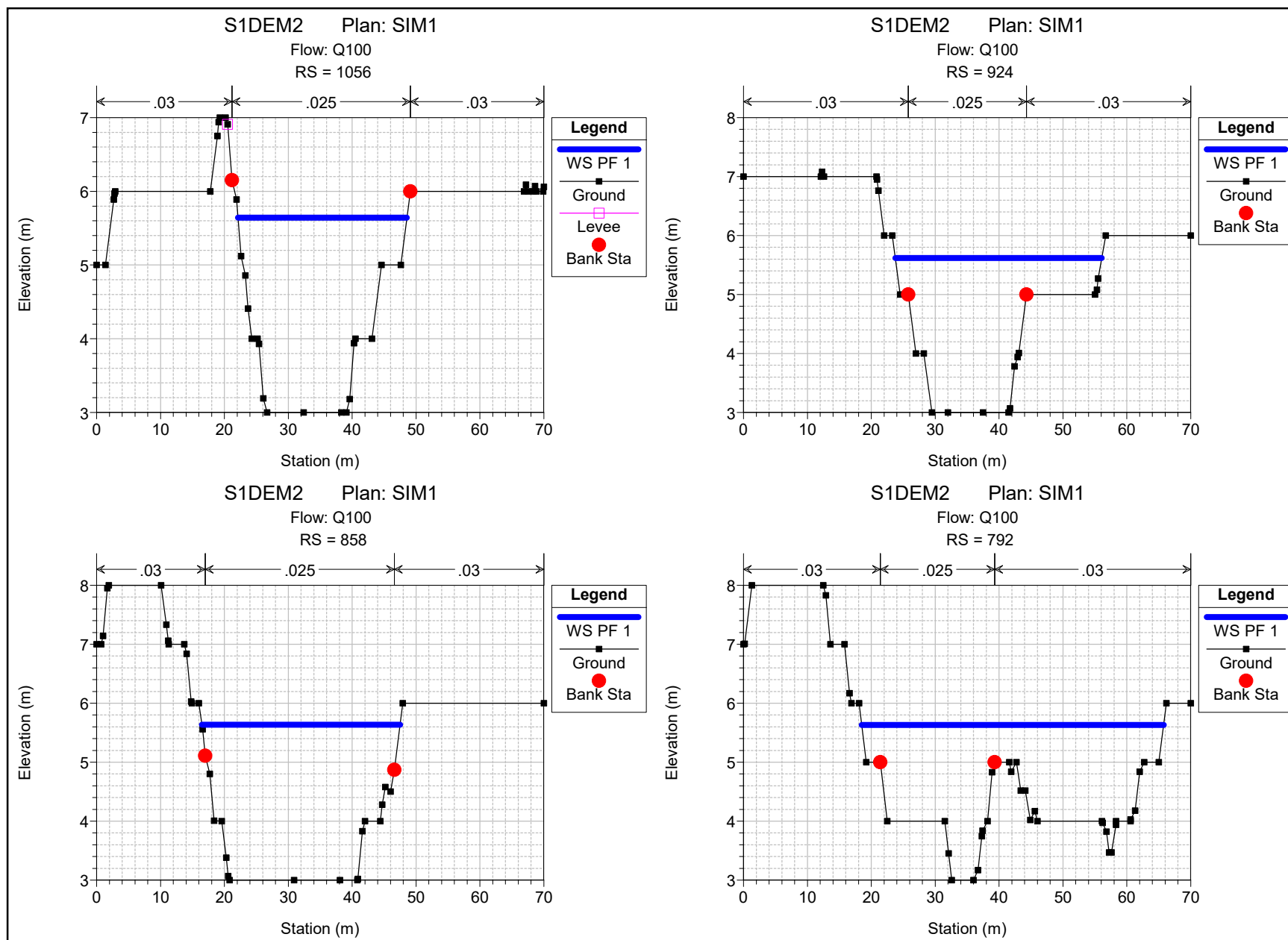
Hydrologic Engineering Center, 1982, HEC-2 Water Surface Profiles, User's Manual, U. S. Army Corps of Engineering, Davis, CA.

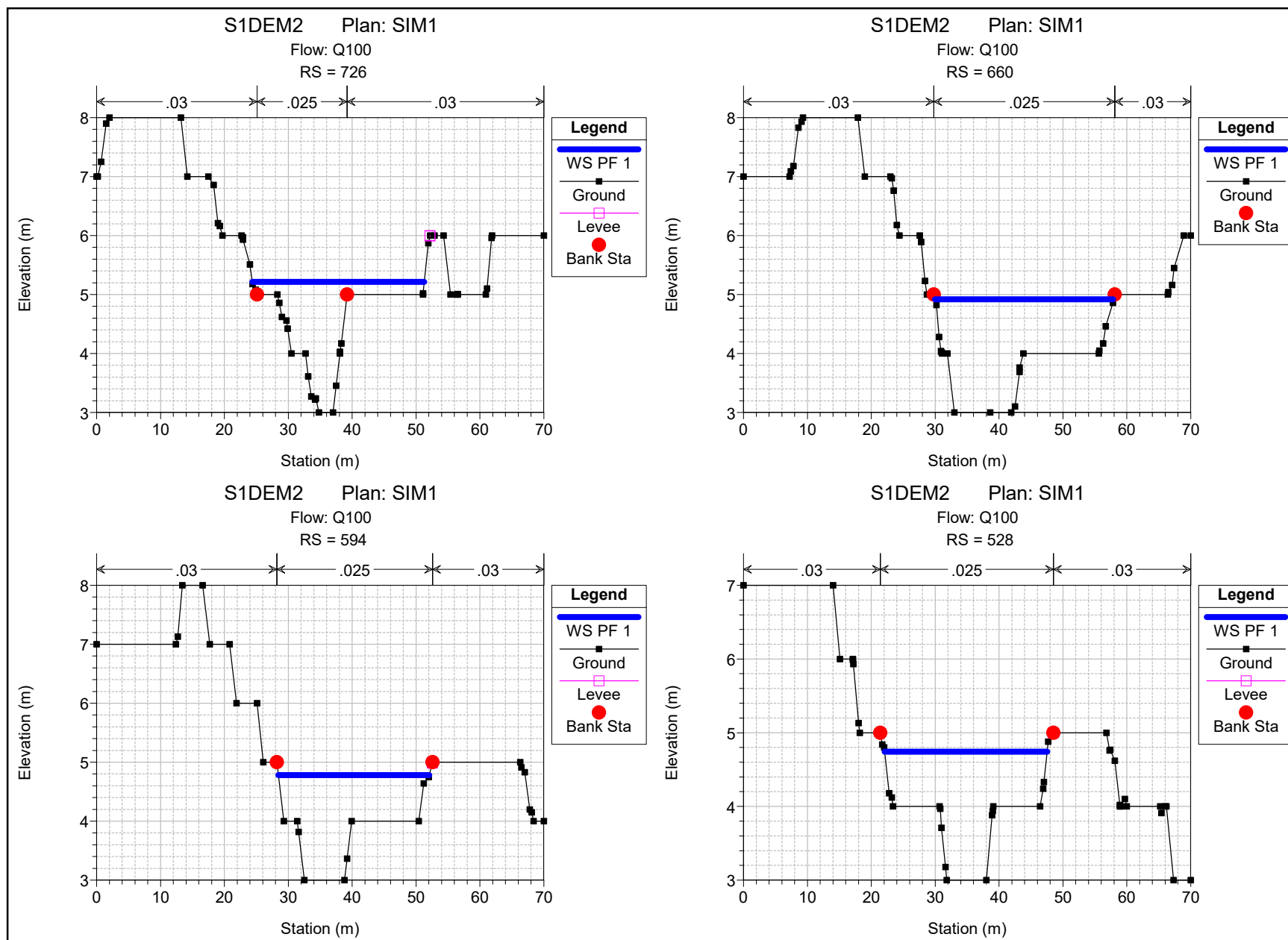
Hydrologic Engineering Center, 1995, HEC-RAS River Analysis System, User's Manual, U. S. Army Corps of Engineering, Davis, CA.

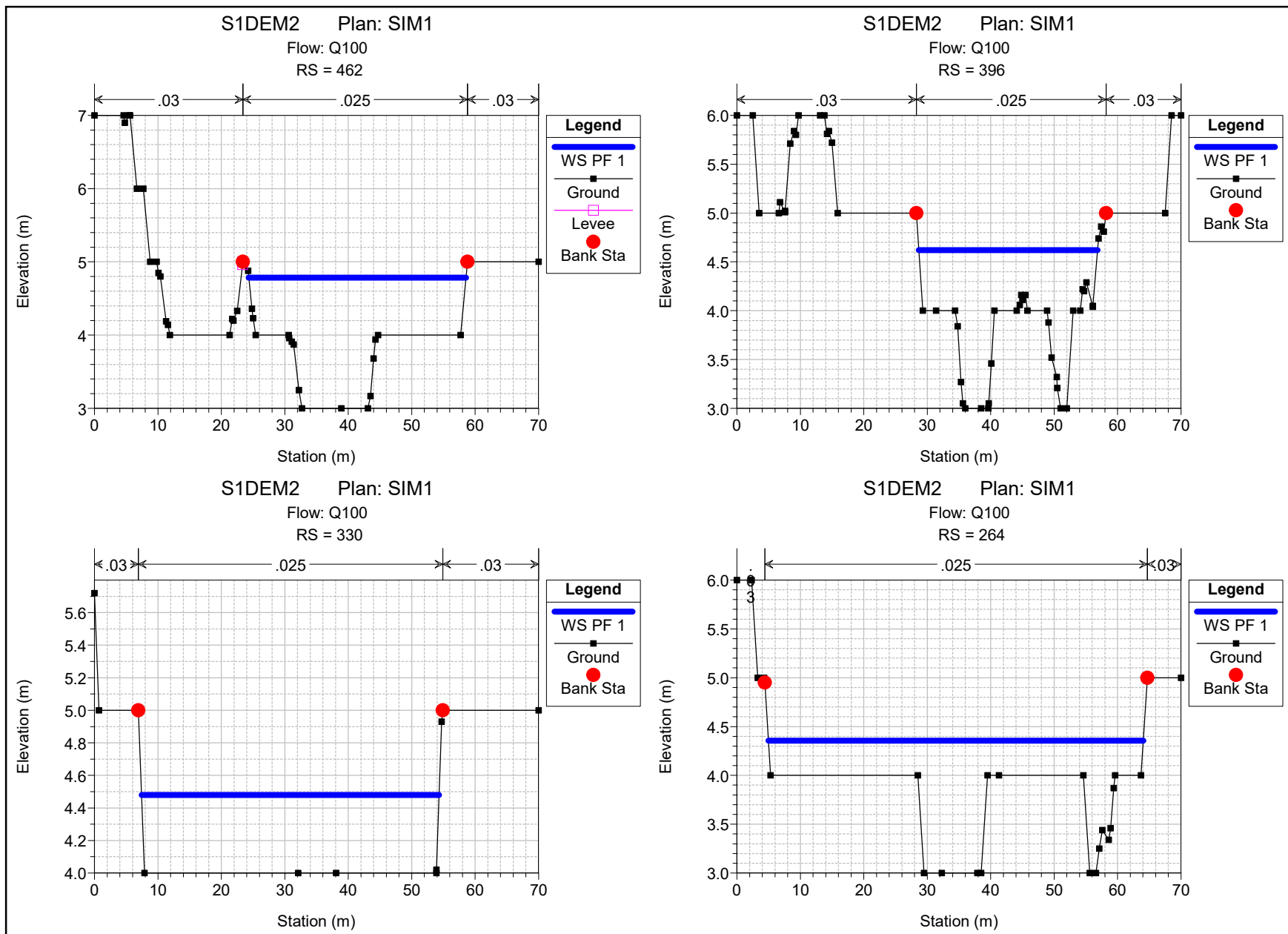
Hydrologic Engineering Center, 2008, HEC-RAS, River Analysis System, User's Manual, U. S. Army Corps of Engineering, Davis, CA.

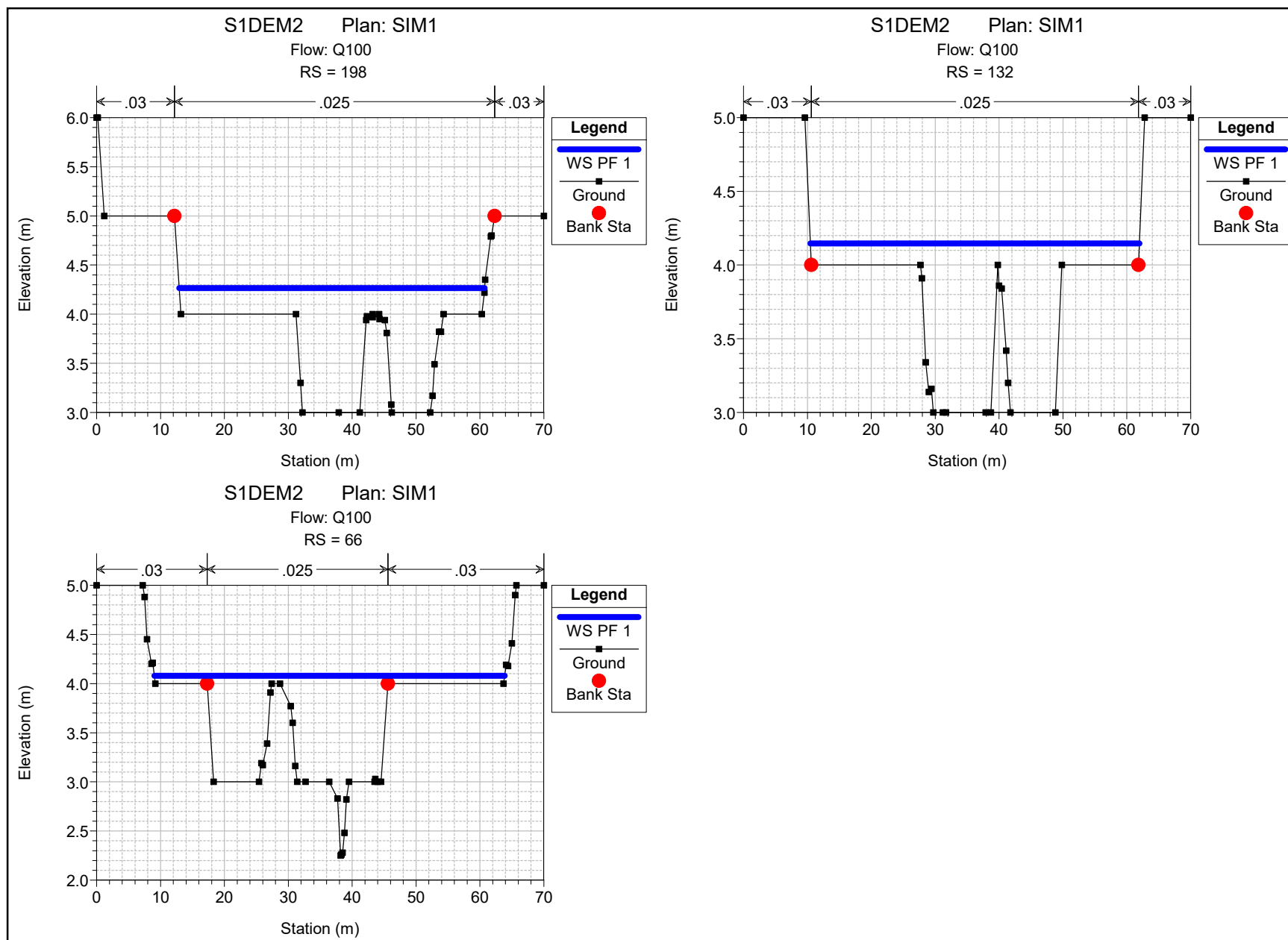
El modelo HEC-RAS fue aplicado en el tramo de una corriente en Howard, adyacente a la carretera Panamericana, por el Ingeniero Civil/Hidrólogo Matías Carrera Delgado, profesional idóneo con Licencia No. 93-006-007.

Anexos









HEC-RAS Plan: S1 River: C1 Reach: Tr1 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Tr1	1056	PF 1	48.40	3.00	5.64	4.14	5.69	0.000262	0.95	50.69	26.44	0.22
Tr1	924	PF 1	48.40	3.00	5.62		5.68	0.000268	1.08	50.10	32.32	0.23
Tr1	858	PF 1	48.40	3.00	5.64		5.66	0.000114	0.72	68.04	30.99	0.15
Tr1	792	PF 1	48.40	3.00	5.63		5.66	0.000219	0.84	69.53	47.25	0.20
Tr1	726	PF 1	48.40	3.00	5.22	5.22	5.61	0.004722	2.84	18.95	26.93	0.84
Tr1	660	PF 1	48.40	3.00	4.92		5.02	0.000968	1.40	34.68	27.88	0.40
Tr1	594	PF 1	48.40	3.00	4.78	4.46	4.98	0.002433	1.96	24.70	23.64	0.61
Tr1	528	PF 1	48.40	3.00	4.74	4.45	4.93	0.002441	1.91	25.35	25.45	0.61
Tr1	462	PF 1	48.40	3.00	4.79	4.24	4.87	0.000912	1.27	38.16	34.26	0.38
Tr1	396	PF 1	48.40	3.00	4.62		4.82	0.003381	2.00	24.17	28.16	0.69
Tr1	330	PF 1	48.40	4.00	4.48	4.48	4.72	0.008034	2.17	22.29	46.88	1.01
Tr1	264	PF 1	48.40	3.00	4.36		4.46	0.002725	1.42	34.12	59.09	0.60
Tr1	198	PF 1	48.40	3.00	4.26		4.40	0.003136	1.61	30.10	47.80	0.65
Tr1	132	PF 1	48.40	3.00	4.15		4.31	0.005089	1.81	26.69	51.49	0.80
Tr1	66	PF 1	48.40	2.25	4.08	3.76	4.24	0.002441	1.81	28.56	54.82	0.60