

INFORME TÉCNICO DE ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA OBRAS EN CAUCE NATURAL

Nombre del Cliente:	Inversiones Ariles S.A.
Descripción del trabajo:	Estudio hidrológico Estudio Hidráulico Diseño de dimensiones del drenaje del cauce (Estructura para reemplazar en cauce existente)
Alcance del diseño:	Análisis de la topografía proporcionada por el cliente Acoplar la topografía proporcionada a los mapas del Instituto Geográfico Nacional "Tommy Guardia" Delimitar el área de la Subcuenca del área en estudio Obtener los caudales máximos instantáneos para un periodo de retorno $T_r = 50$
Método utilizado:	Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá Periodo 1971-2006. Método Racional Modelamiento en HEC RAS (RAS Mapper)
Informe elaborado:	Ing. Adán Cogley ced. 9-715-349 idoneidad 2008-006-034
Fecha de entrega del informe:	Marzo 2022

1. Introducción

En el informe hidrológico e hidráulico presentado a continuación se concentra en un drenaje, cerca del Río San José en la Calle Vía Soñadora-Vía Chigoré, cercano al sector del Encanto, en el corregimiento de Penonomé, Distrito de Penonomé, Provincia de Coclé. En este informe se revisaron los datos hidrológicos e hidráulicos máximos para un periodo de recurrencia de 100 años.

La estimación de la crecida de diseño para este informe se basa en las características del terreno, forma de la cuenca, zona a la que pertenece y áreas de futuros desarrollos, de acuerdo con los reglamentos del Ministerio de Obras Públicas (MOP). En el informe se presenta la metodología y las consideraciones utilizadas para el análisis hidrológico e hidráulico para determinar los caudales máximos y los perfiles de elevación del agua.

2. Ubicación del proyecto



Figura 1. La finca 13816 se encuentra con las coordenadas UTM 17P 571724.756 E, 941715.139 N, colinda al Norte con el Banco de Desarrollo Agropecuario, al Sur con la finca 820 propiedad de Desarrollo Alanca S.A, al Este con la Calle El Nanzal y al Oeste con la Calle de la Vía Soñadora.

3. Generalidades: información primaria y secundaria

La información básica necesaria para la elaboración del estudio hidrológico se clasifica en: primaria y secundaria; la primera corresponde a la información recolectada en campo. La segunda corresponde a la información existente, ya sea suministrada por el ente contratante o investigada por el consultor. A continuación, se describe cada una de ellas, aplicada al estudio.

3.1 Información primaria

3.1.1 Levantamiento topográfico en digital: recolectado por un idóneo y abarca 4 Hectáreas + 7348.35 m² del terreno.

- Curvas de nivel (Figura 2)
- Eje del drenaje a evaluar
- Modelo de elevación digital (Figura 3)

3.2 Información secundaria

3.2.1 Características de la zona del estudio hidrográfico: obtenidas del mosaico cartográfico de la edición 1 IGNTG a escala 1: 25000 de la Serie E862 preparado por el Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia (Figura 4).

Tabla 1. Hojas Cartográficas IGNTG a escala 1:25000

Nombre	Hoja	Provincia	Distrito
Penonomé	Hoja 4141 IV SE	Coclé	Penonomé-Antón



Página 4

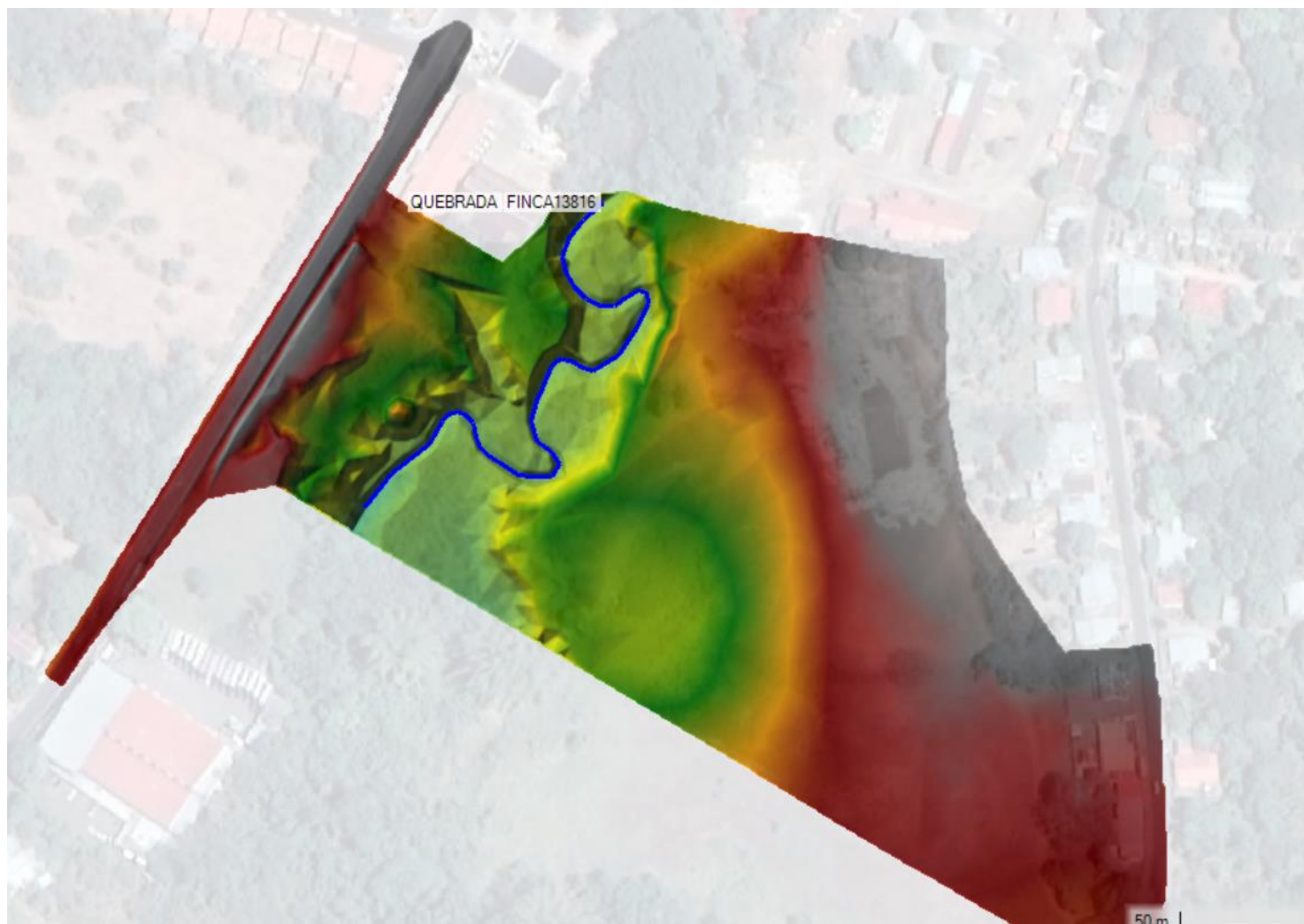


Figura 3. Modelo de elevación digital procesado en Civil 3D (Exportado a HECRAS-RAS Mapper)

3.2.2 Información hidrometeorológica disponible (Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá Periodo 1971-2006).

Cuenca de Río Grande (CUENCA 134, Figura 4):

La cuenca del río Grande se encuentra localizada en la vertiente del Pacífico, en la provincia de Coclé, entre las coordenadas 8° 11' y 8° 43' Latitud Norte y 80° 07' y 80° 53' Longitud Oeste. El área de drenaje de la cuenca es de 2,515 km², hasta la desembocadura al mar y la longitud del río principal es de 94 km. La elevación media de la cuenca es de 150 msnm. y el punto más alto se encuentra en la cordillera central, con una elevación de 1,448 msnm.

Estaciones Hidrológicas:

- La Estación Hidrológica Río Grande, Río Grande, localizada a aprox. 4.6 km. aguas arriba de la carretera interamericana, en el río Grande, en la provincia de Coclé, distrito de Penonomé, corregimiento de Río Grande, entre las coordenadas 8° 26' Latitud Norte y 80° 30' Longitud Oeste. Su elevación es de 15 msnm. y el área de drenaje es de 471 km². En julio de 1955, fue equipada con un limnógrafo Stevens A-35.
- Estación Hidrológica Chico, El Cortezo, localizada en la población del Cortezo, a aprox. 100 m. aguas arriba del camino que va al río, en el río, en la provincia de Coclé, distrito de Natá, corregimiento de Toza, entre las coordenadas 8° 21' Latitud Norte y 80° 36' Longitud Oeste. Su elevación es de 30 msnm. y el área de drenaje es de 316 km². En mayo de 1955, fue equipada con un limnógrafo Stevens A-35.
- Estación Hidrológica Zaratí, Murcielaguero, localizada en el camino que conduce a Sardinas, aprox. 800 m de Penonomé, en la margen derecha del río aguas abajo del puente murcielaguero, en la provincia de Coclé, distrito de Penonomé, corregimiento de Penonomé, entre las coordenadas 8° 32' Latitud Norte y 80° 22' Longitud Oeste. Su elevación es de 53 msnm y el área de drenaje es de 138 km². En septiembre de 1968, fue equipada con un limnógrafo Stevens A-35.
- Estación Hidrológica Coclé Del Sur, Cañaveral Localizada en la margen izquierda del río, a aproximadamente 500 m. aguas arriba del cruce del camino que va de Cañaveral a la población de Cermeño, en la provincia de Coclé, distrito de Penonomé, corregimiento de Cañaveral, entre las coordenadas 8° 30' Latitud Norte y 80° 26' Longitud Oeste. Su elevación es de 18 msnm y el área de drenaje es de 310 km². En junio de 1968, fue equipada con un limnógrafo Stevens A-35.

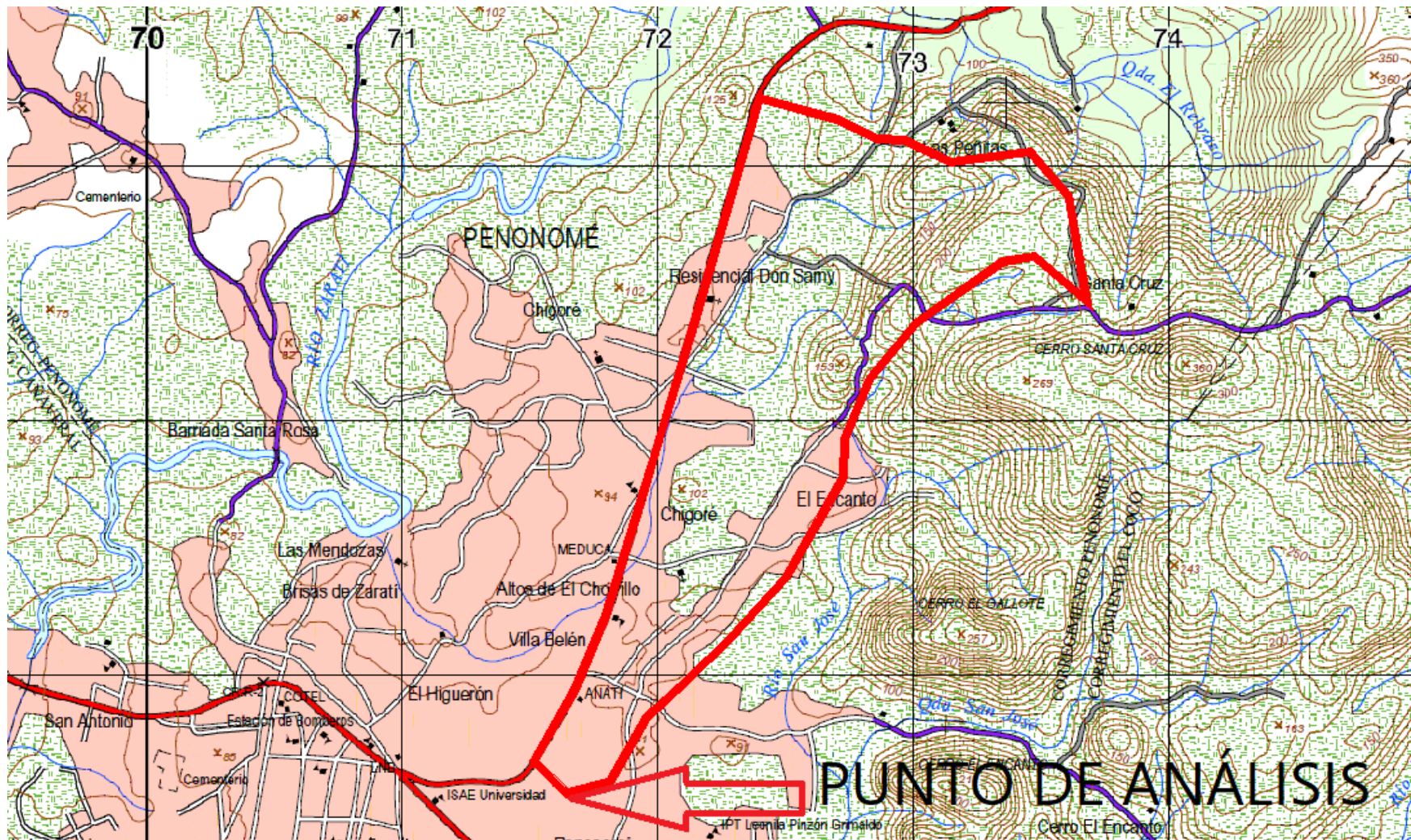


Figura 4. Área de drenaje de la Subcuenca, obtenida de la Hoja 4141 IV SE (Penonomé).

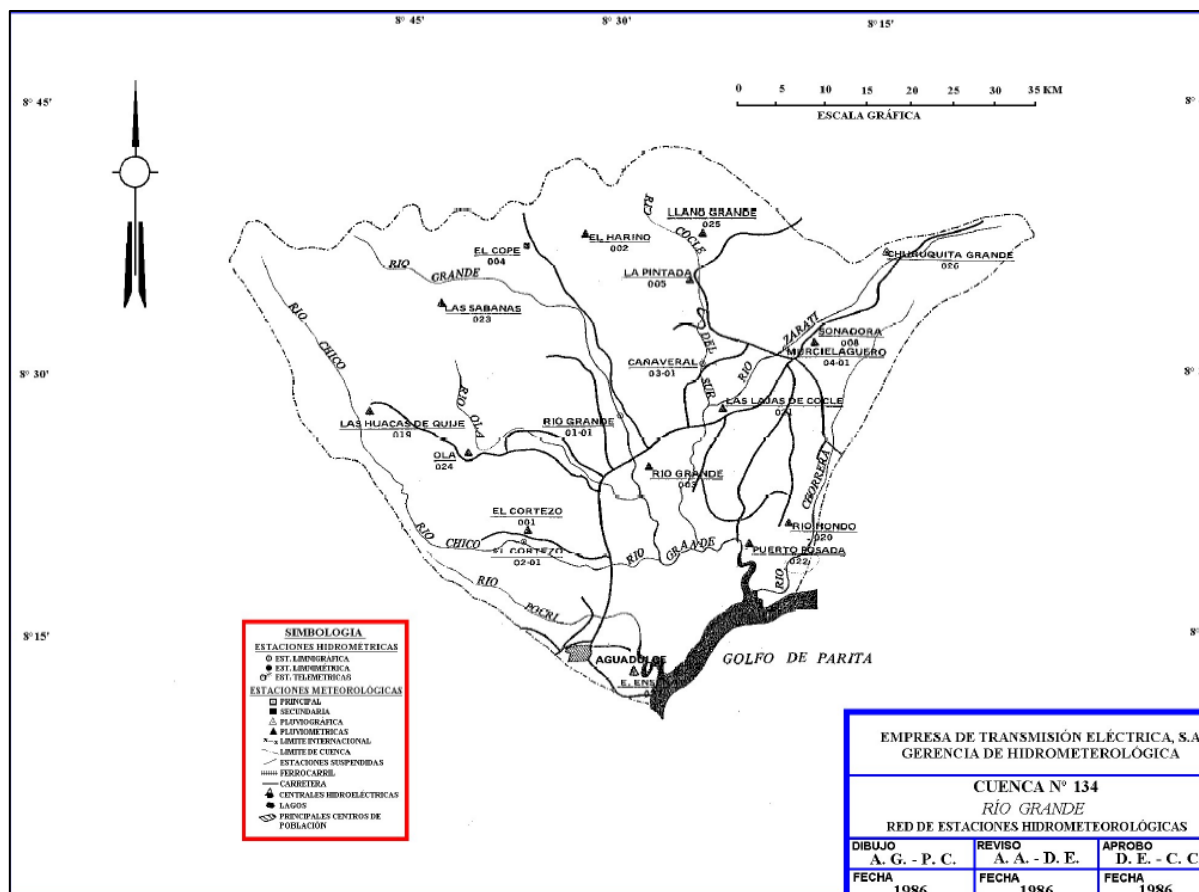


Figura 5. Cuenca N°134 con un área de drenaje de la cuenca es de 2,515 km².

3.2.3 Datos de la Subcuenca

Tabla 2. Características físicas del área de estudio.

Subcuenca (Calle Vía Soñadora-Chigoré)			
Área de Drenaje	A	1.88	km ²
Perímetro de la Subcuenca	Psub	7.74	km
Altura Máxima	Hmax	220	m
Altura Mínima	Hmin	91	m
Longitud del cauce de estudio	Lc	2.85	km
Pendiente promedio del cauce	S	0.045	m/m
Tiempo de Concentración	Tc	72.63	min

La tabla anterior muestra el área de drenaje en kilómetros cuadrados (Área), la elevación máxima de la cuenca (Hmax) y elevación mínima de la cuenca (Hmin) en metros, la longitud del curso de agua (Lc) en kilómetros, pendiente de trayectoria (S) y el tiempo de concentración en minutos por el método de Bransby-Williams (Tc) El método de Bransby-Williams define el tiempo de concentración como una función de las características físicas de la cuenca de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Tc = \frac{14.6 L}{A^{0.1} S^{0.2}}$$

de donde:

Tc = Tiempo de concentración (min)

L = Longitud de la trayectoria de flujo (km)

A = Área de drenaje (km²)

S = Pendiente de la trayectoria de flujo (m/m)

4. Análisis hidrológico

El determinar la estimación de los caudales máximos para un periodo de recurrencia de 100 años existen diferentes métodos, la mayoría en base a un análisis estadístico del registro de datos en las estaciones más cercanas a la zona de influencia del proyecto.

En el caso de este estudio se utilizará la metodología de Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá y el Método Racional, como es una cuenca menor a 250 hectáreas.

4.1 Metodología para el cálculo de los caudales de crecidas

Para la determinación de los caudales de hidrológicos máximos para un periodo de retorno de 100 años, se ha empleado el modelo presentado en el informe de Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá ampliamente aplicado para estimar los caudales instantáneos en función de área de drenaje y la ubicación de la cuenca de estudio. También utilizaremos el método racional es una ecuación en función de la intensidad de lluvia, área de drenaje y coeficiente de escorrentía. Las intensidades de lluvias utilizadas son las curvas IDF que en la actualidad, el Ministerio de Obras Públicas utiliza para la revisión de planos, en donde existen obras hidráulicas, que corresponden a las ecuaciones de Intensidad-Duración-Frecuencia contenidas en el Estudio de Drenaje de la Ciudad de Panamá del año 1972. En esa ocasión, se utilizaron 57 años de información obtenidos de las estaciones meteorológicas de Balboa Heights, Balboa Docks y la estación pluviométrica de la Universidad de Panamá. Las ecuaciones IDF del MOP fueron desarrolladas para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 30 y 50 años. Posteriormente, se obtuvo la ecuación para el periodo de retorno de 100 años.

4.1.1 Método racional

El método racional es un método sencillo para determinar el pico de las crecidas de diseño para cuencas pequeñas. Este método fue desarrollado en 1889 por Kuichling para cuencas urbanas. El límite para el uso de este método varía de acuerdo con el autor, aunque en Panamá el MOP recomienda su uso en cuencas de hasta 2.5 kilómetros cuadrados.

Coeficiente de escorrentía: El Ministerio de Obras Públicas exigirá la utilización de los siguientes valores mínimos de C:

C = 0.85 Para diseños pluviales en áreas sub-urbanas y en rápido crecimiento.

C = 0.90 – 1.00 Para diseños pluviales en áreas urbanas deforestadas.

C = 1.00 Para diseños pluviales en áreas completamente pavimentadas.

Fórmulas recomendadas por el Ministerio de Obras Públicas para obtener las intensidades de lluvia (plg/hr):

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

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

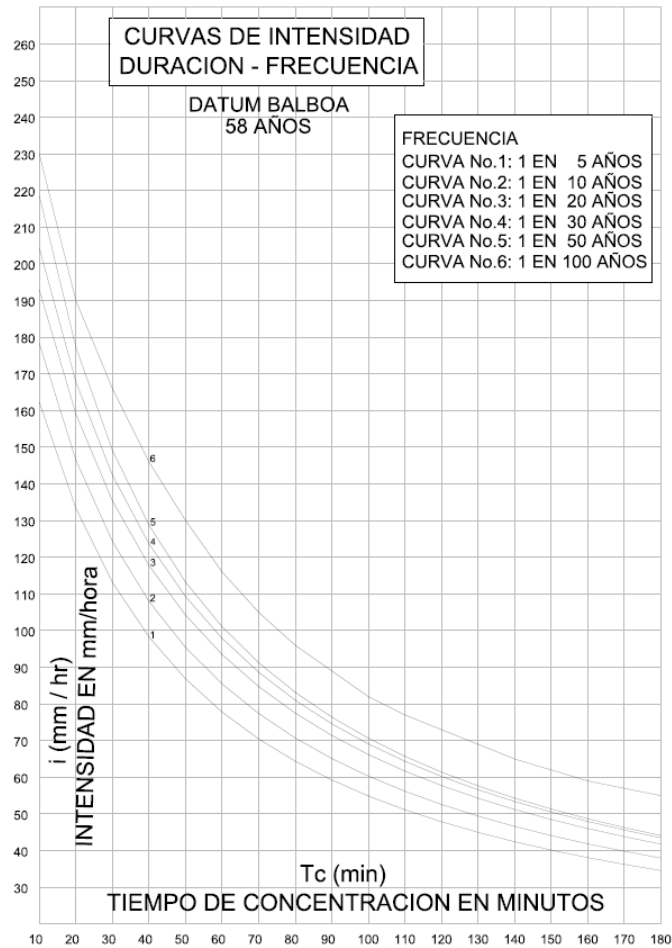


Figura 6. Curvas de Intensidad Duración-Frecuencia.

Tabla 3. Intensidades de lluvia para un tiempo determinado y período de retorno de diseño.

<i>Duración</i>	<i>Períodos de Retorno (años)</i>							
<i>Minutos</i>	2	5	10	20	25	30	50	100
10	147.841	162.339	178.352	192.932	199.957	204.304	218.558	230.000
20	117.669	133.350	146.504	159.084	164.877	167.821	177.321	190.060
30	97.725	113.145	124.306	135.340	140.269	142.394	149.175	166.021
40	83.562	98.258	107.950	117.764	122.052	123.658	128.740	145.938
50	72.985	86.833	95.398	104.228	108.023	109.279	113.229	130.000
60	64.784	77.788	85.460	93.482	96.887	97.896	101.054	115.937
90	48.452	59.267	65.113	71.400	74.000	74.587	76.407	88.953
120	38.697	47.869	52.591	57.757	59.860	60.244	61.425	68.770
150	32.211	40.148	44.109	48.491	50.257	50.527	51.355	61.979
180	27.588	34.572	37.982	41.787	43.309	43.509	44.122	54.948

La aplicación del método se basa en una simple fórmula que relaciona, en forma proporcional, la escorrentía de la cuenca con el área de drenaje y la intensidad de la lluvia para una duración particular equivalente al tiempo de concentración. La fórmula es:

$$Q = \frac{CiA}{3.6}$$

Q = Descarga de diseño (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía adimensional, 0.85

i = Intensidad de lluvia de diseño (mm/hr)

A = Área de drenaje en (km²)

Tabla 4. Resultados por el método racional

Subcuenca (Calle Vía Soñadora-Chigoré)			
Área de Drenaje	A	1.88	km ²
Tiempo de Concentración	Tc	72.63	min
Intensidad de la lluvia	i	89	mm/hr
Coeficiente de Escorrentía	C	0.85	
Caudal para Tr = 50 años	Q	39.5	m ³ /s

4.1.2 Método de análisis de crecidas (ETESA)

Este método se basa en el informe hecho por el Departamento de Hidrometeorología de ETESA en septiembre de 2008 denominado “Resumen Técnico - Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá – Período 1971-2006”. Este se basa en la estadística de caudales máximos instantáneos en una región del país, agrupados por zonas similares hidrológicamente. Debido a que este método está basado en estadística real de crecidas en todo el país, su uso y aplicación son muy valiosos y confiables.

- Paso 1: Encontrar la zona donde se encuentra la cuenca del Rio Grande (Cuenca 134), utilizar figura 7.

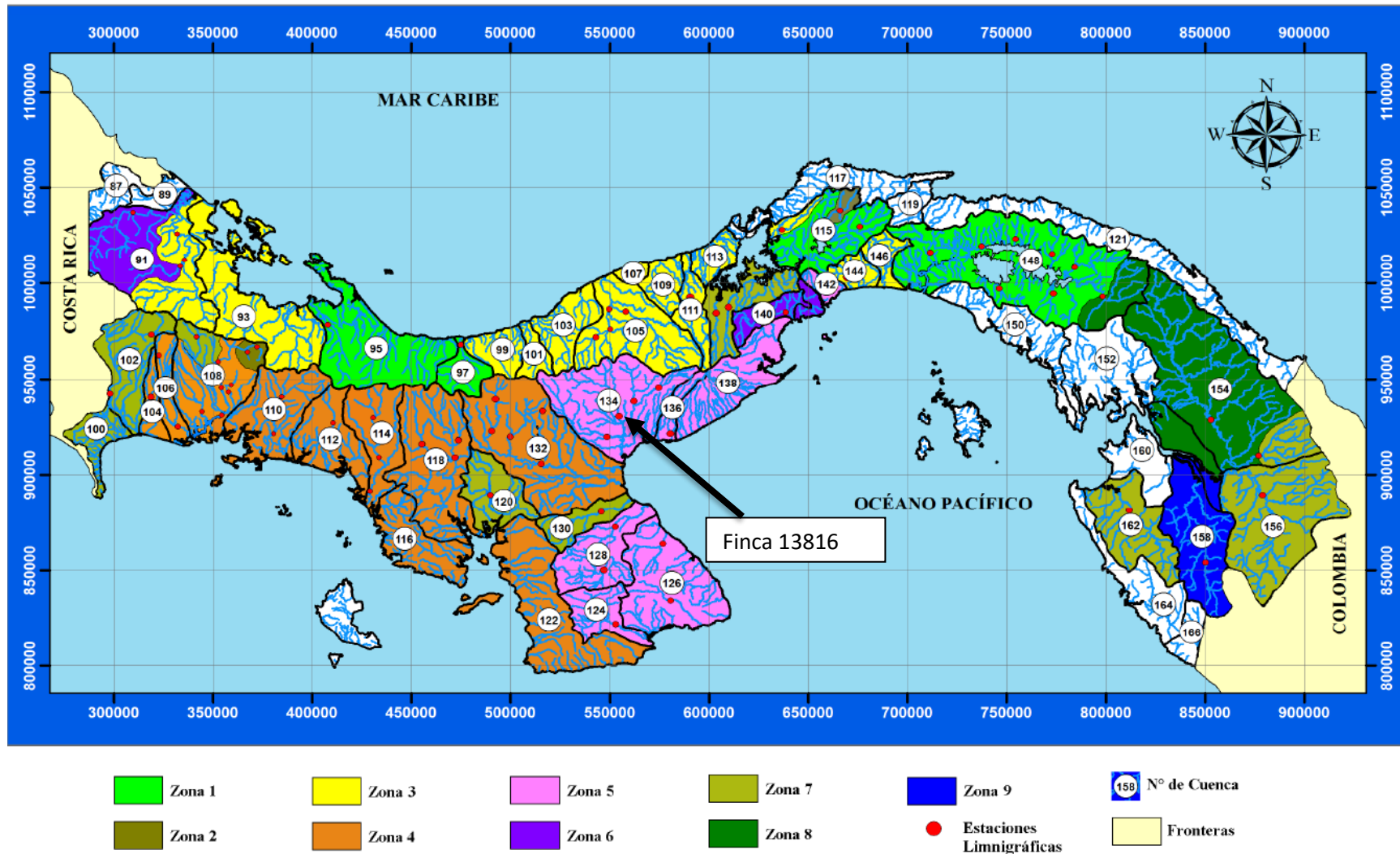


Figura 7. La ubicación del área de estudio se encuentra en la zona 5, Cuenca N°134.

- Paso 2: Según la zona encontrada en este caso la Zona 5, se estima el caudal promedio máximo con la ecuación número 3 de la figura 8 y para la estimación de los caudales máximo instantáneo para distintos periodos de recurrencia, la tabla 1.

Zona	Número de ecuación	Ecuación	Distribución de frecuencia
1	1	$Q_{\text{máx}} = 34A^{0.59}$	Tabla # 1
2	1	$Q_{\text{máx}} = 34A^{0.59}$	Tabla # 3
3	2	$Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$	Tabla # 1
4	2	$Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$	Tabla # 4
5	3	$Q_{\text{máx}} = 14A^{0.59}$	Tabla # 1
6	3	$Q_{\text{máx}} = 14A^{0.59}$	Tabla # 2
7	4	$Q_{\text{máx}} = 9A^{0.59}$	Tabla # 3
8	5	$Q_{\text{máx}} = 4.5A^{0.59}$	Tabla # 3
9	2	$Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$	Tabla # 3

Figura 8. Ecuaciones para obtener el caudal máximo promedio.

<i>Factores $Q_{\text{máx.}}/ Q_{\text{prom.máx}}$ para distintos Tr.</i>				
<i>Tr, años</i>	<i>Tabla # 1</i>	<i>Tabla # 2</i>	<i>Tabla # 3</i>	<i>Tabla # 4</i>
1.005	0.28	0.29	0.3	0.34
1.05	0.43	0.44	0.45	0.49
1.25	0.62	0.63	0.64	0.67
2	0.92	0.93	0.92	0.93
5	1.36	1.35	1.32	1.30
10	1.66	1.64	1.6	1.55
20	1.96	1.94	1.88	1.78
50	2.37	2.32	2.24	2.10
100	2.68	2.64	2.53	2.33
1,000	3.81	3.71	3.53	3.14
10,000	5.05	5.48	4.6	4.00

Figura 9. Factores de distribución de frecuencia para obtener el caudal máximo instantáneo para diferentes periodos de retorno.

Tabla 5. Resultados por el método de análisis de crecidas

Subcuenca (Calle Vía Soñadora-Chigoré)			
Área de Drenaje	A	1.88	km ²
Ecuación 3	$Q = 14 A^{0.59}$		
Distribución de frecuencia	Tabla 1		
Factor de frecuencia para Tr = 50 años	F	2.37	
Caudal máximo promedio	Qprom	20.32	m ³ /s
Caudal máximo instantáneo Tr = 50 años	Q 50 años	48.15	m ³ /s

En conclusión, a este análisis hidrológico tomaremos el caudal más crítico en este caso el de 48.15 m³/s.

5. Análisis hidráulico

El análisis hidráulico del tramo de la Quebrada Santa María se llevó a cabo mediante el uso del modelo matemático por computadoras HEC-RAS, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos. La aplicación del modelo se basó en la data hidrológica del caudal descrito anteriormente, en topografía levantada en el campo y en características físicas observables en los planos topográficos disponibles.

Los resultados de esta simulación se muestran a continuación en forma de esquemáticos y perfiles de agua que demuestra el comportamiento esperado del río con los datos de la escorrentía estimada.

5.1 Parámetros Hidráulicos utilizados para Simulación de HEC-RAS

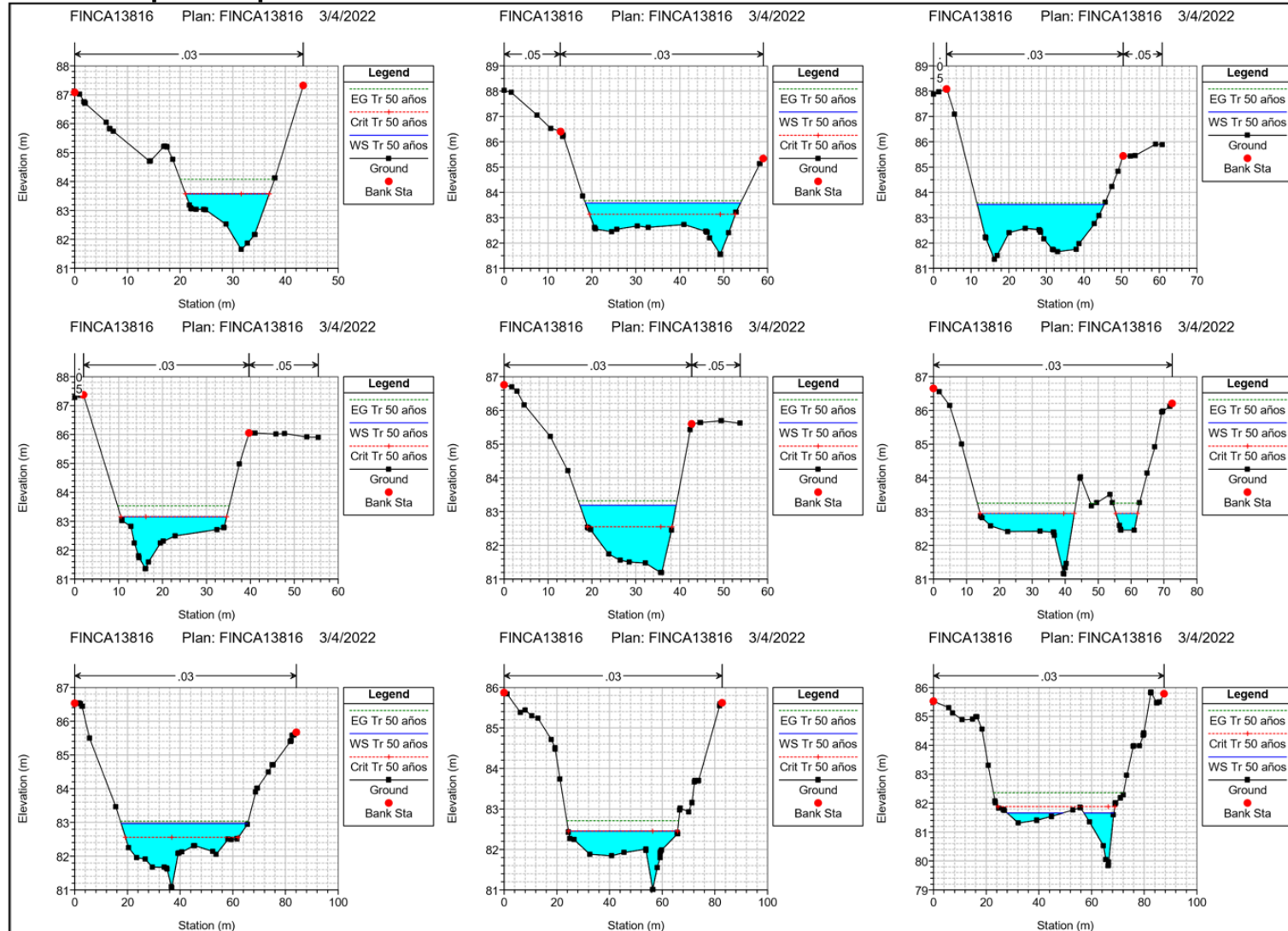
- Coeficiente de rugosidad de 0.030 en el canal y 0.05 en los bancos: Este aplica para las condiciones de un canal natural, pendientes laterales algo irregulares, fondo más o menos nivelado, limpio y regular, muy poca variación en la sección transversal.
- Coeficiente de Expansión o Contracción: Los coeficientes de contracción y expansión se definieron para evaluar la cantidad de energía a las variaciones del flujo entre dos secciones consecutivas, estudias hacia aguas abajo. Estos coeficientes están afectados por el cambio de velocidad del flujo entre dos secciones y por la geometría de los segmentos que comprenden las contracciones y expansiones; donde se determinó los siguientes valores: En Secciones naturales: Contracción= 0.1 – Expansión= 0.3.

- Caudal para un periodo de recurrencia para 50 años.
- Secciones transversales: tramos donde no exista cambio de dirección y con ancho variable, se considera toda la sección área de inundación.
- Condición de contorno aguas arriba: profundidad crítica. El programa calcula la profundidad crítica para cada uno de los perfiles.
- Tipo de régimen de Flujo: Mixto, ambos regímenes: subcrítico (lento) y supercrítico (rápido).

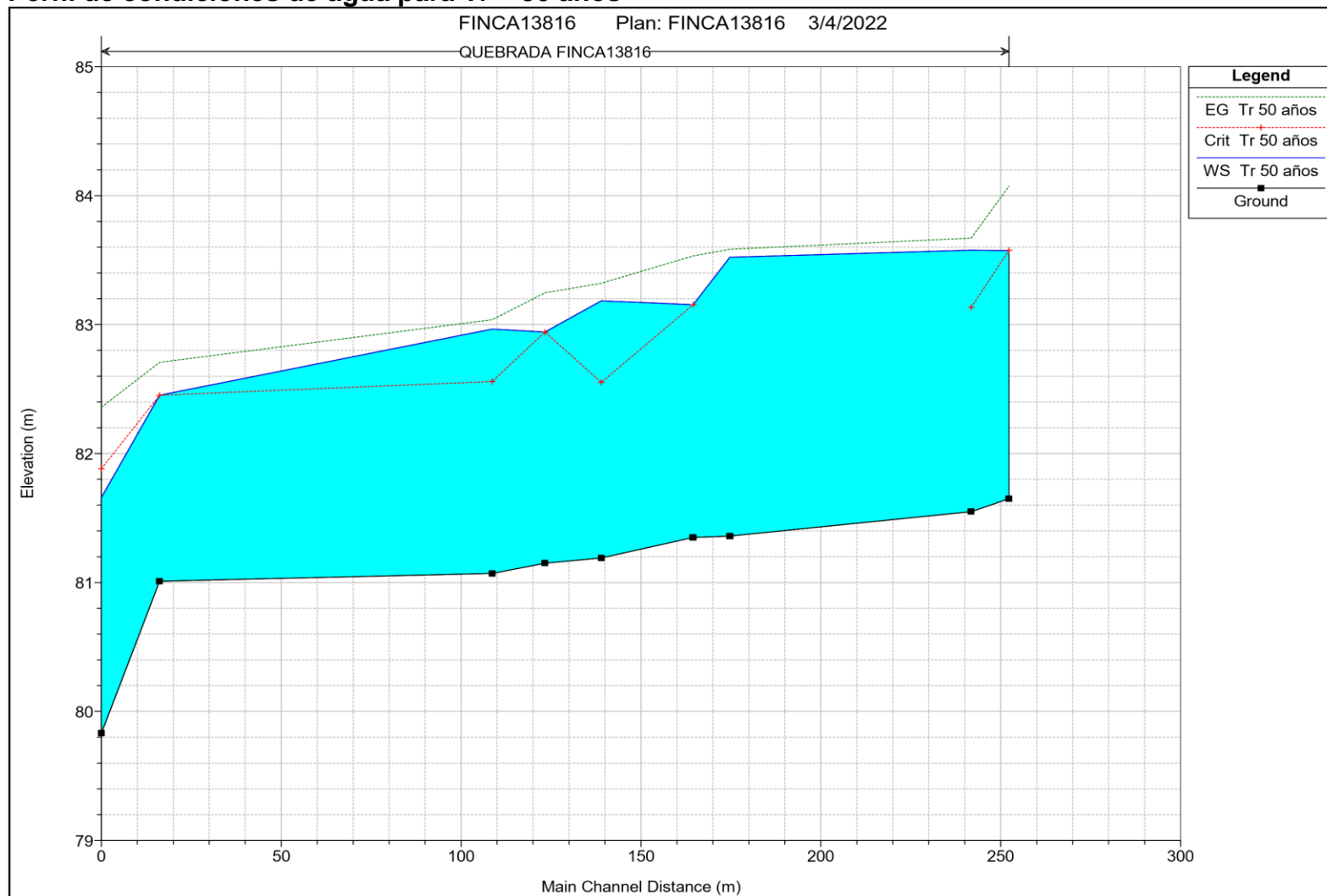
5.2 Tabla de resumen de resultados

Reach	River Sta	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 (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
FINCA13816	262	81.65	83.57	83.58	84.07	0.009769	3.13	15.36	15.89	1.02
FINCA13816	252	81.55	83.58	83.13	83.67	0.001732	1.37	35.27	35.33	0.44
FINCA13816	185	81.36	83.52		83.58	0.000815	1.11	43.51	33.72	0.31
FINCA13816	174	81.35	83.15	83.15	83.53	0.010404	2.72	17.69	24.08	1.01
FINCA13816	149	81.19	83.18	82.55	83.32	0.001696	1.63	29.45	21.90	0.45
FINCA13816	133	81.15	82.94	82.94	83.25	0.011992	2.44	19.73	35.16	1.04
FINCA13816	119	81.07	82.97	82.56	83.04	0.001633	1.19	40.37	47.99	0.42
FINCA13816	26	81.01	82.45	82.45	82.71	0.010891	2.23	21.55	41.41	0.99
FINCA13816	10	79.83	81.66	81.88	82.36	0.043608	3.71	12.99	32.48	1.87

5.3 Secciones para un período de retorno de $Tr = 50$ años



5.4 Perfil de condiciones de agua para $Tr = 50$ años



6. Diseño de drenaje del caudal de 48.15 m³/s

El alcantarillado estará diseñado para transportar los 48.15 m³/s obtenidos en el análisis hidrológico, este será analizado con Hydraflow Express de Civil 3D.

Hydraflow Express Extension para Autodesk® Civil 3D® es una aplicación para realizar tareas hidráulicas e hidrológicas cotidianas, como el diseño de canales abiertos, embocaduras y presas. Hydraflow Express Extension permite generar de forma rápida gráficos informativos, curvas de clasificación e informes en pantalla, así como informes formales impresos.

El diseño del alcantarillado comprende su revestimiento y la determinación de las características hidráulicas como la velocidad y el tirante que permiten establecer el régimen del flujo de agua en el canal.

Se han analizado dos tipos de drenaje del agua en tal caso se desee rellenar el terreno.

6.1 Diseño de cajón de concreto de 2500 x 2500 mm

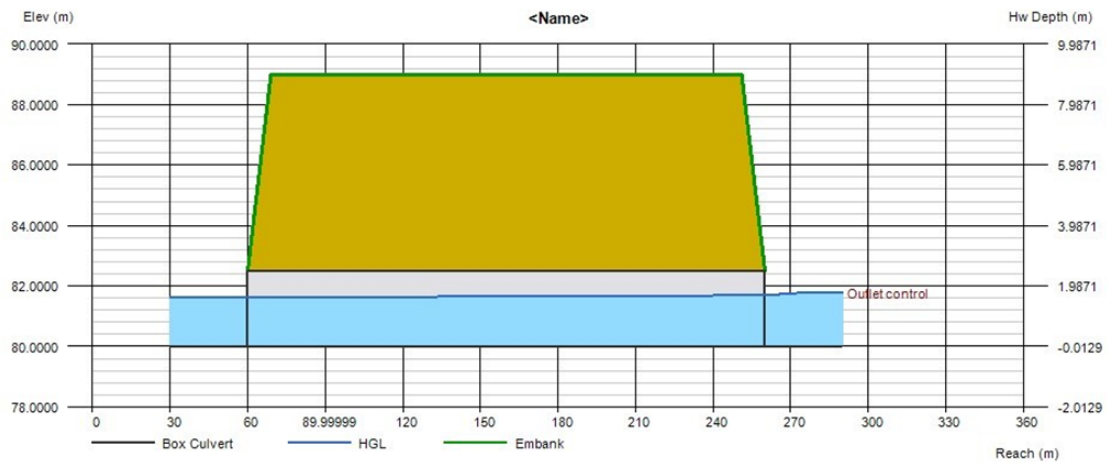


Figura 10. Modelamiento de cajón de 2500 x 2500 mm de concreto reforzado.

Tabla 6. Características del Cajón de concreto de 2500 x 2500 mm

Invert Elev Dn (m)	80.0000
Pipe Length (m)	200.0000
Slope (%)	0.0065
Invert Elev Up (m)	80.0129
Rise (mm)	2500.0
Shape	Box
Span (mm)	2500.0
No. Barrels	1
n-Value	0.012
Culvert Type	Rectangular Concrete
Culvert Entrance	Slope tapered, more favorable edges
Coeff. K,M,c,Y,k Embankment	0.5, 0.667, 0.0378, 0.71, 0.2
Top Elevation (m)	89.0000
Top Width (m)	182.0000
Crest Width (m)	300.0000

Calculations	
Qmin (cms)	0.0000
Qmax (cms)	48.1500
Tailwater Elev (m) Highlighted	(dc+D)/2
Qtotal (cms)	5.0000
Qpipe (cms)	5.0000
Qovertop (cms)	0.0000
Veloc Dn (m/s)	1.2342
Veloc Up (m/s)	1.1897
HGL Dn (m)	81.6205
HGL Up (m)	81.6940
Hw Elev (m)	81.7806
Hw/D (m)	0.7071
Flow Regime	Outlet Control

6.1.1 Resultados

		Velocidad		Depth		HGL			
Caudal	Over	Dn	Up	Dn	Up	Dn	Up	Hw	Hw/D
(m ³ /s)	(cms)	(m/s)	(m/s)	(mm)	(mm)	(m)	(m)	(m)	
5.0000	0.0000	1.2342	1.1897	1620.5340	1681.0880	81.6205	81.6940	81.7806	0.7071
10.0000	0.0000	2.1764	1.9504	1837.9060	2050.8700	81.8379	82.0638	82.2966	0.9135
15.0000	0.0000	2.9700	2.4586	2020.1740	2440.4000	82.0202	82.4533	82.8233	1.1242
20.0000	0.0000	3.6650	3.2000	2182.8160	2500.0000	82.1828	82.7960	83.0577	1.2179
25.0000	0.0000	4.2876	4.0000	2332.2760	2500.0000	82.3323	83.0956	83.7721	1.5037
30.0000	0.0000	4.8543	4.8000	2472.0070	2500.0000	82.4720	83.3561	84.6451	1.8529
35.0000	0.0000	5.6000	5.6000	2499.9960	2499.9960	82.5000	82.5129	85.6769	2.2656
40.0000	0.0000	6.4000	6.4000	2499.9960	2499.9960	82.5000	82.5129	86.8675	2.7418
45.0000	0.0000	7.2000	7.2000	2499.9960	2499.9960	82.5000	82.5129	88.2167	3.2815

SECCIÓN TÍPICA (ANEXO)

6.2 Diseño de alcantarillas de 1500 mm de diámetro (se utilizarán tres tubos)

Tabla 7. Características las alcantarillas de 1500 mm de diámetro

Invert Elev Dn (m)	80.0000
Pipe Length (m)	200.0000
Slope (%)	0.0065
Invert Elev Up (m)	80.0129
Rise (mm)	1500.0
Shape	Circular
Span (mm)	1500.0
No. Barrels	3
n-Value	0.012
Culvert Type	Circular Concrete
Culvert Entrance	Square edge w/headwall (C)
Coeff. K,M,c,Y,k Embankment	0.0098, 2, 0.0398, 0.67, 0.5
Top Elevation (m)	89.0000
Top Width (m)	182.0000
Crest Width (m)	300.0000
Calculations	
Qmin (cms)	0.0000
Qmax (cms)	48.1500
Tailwater Elev (m)	(dc+D)/2
Highlighted	
Qtotal (cms)	5.0000
Qpipe (cms)	5.0000
Qovertop (cms)	0.0000
Veloc Dn (m/s)	1.2236
Veloc Up (m/s)	2.2255
HGL Dn (m)	81.0800
HGL Up (m)	80.6729
Hw Elev (m)	80.9541
Hw/D (m)	0.6275
Flow Regime	Inlet Control

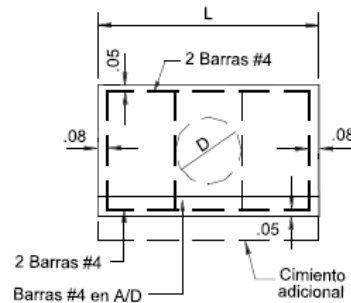
6.2.1 Resultados

Q			Veloc		Depth		HGL
Total	Pipe	Over	Dn	Up	Dn	Up	Dn
(cms)	(cms)	(cms)	(m/s)	(m/s)	(mm)	(mm)	(m)
5.0000	5.0000	0.0000	1.2236	2.2255	1079.9900	659.9876	81.0800
10.0000	10.0000	0.0000	2.1587	1.8863	1224.1760	1500.0000	81.2242
15.0000	15.0000	0.0000	3.0153	2.8294	1331.6490	1500.0000	81.3317
20.0000	20.0000	0.0000	3.8703	3.7725	1408.1190	1500.0000	81.4081
25.0000	25.0000	0.0000	4.7593	4.7157	1453.5210	1500.0000	81.4535
30.0000	30.0000	0.0000	5.6782	5.6588	1476.0030	1500.0000	81.4760
35.0000	34.3645	0.6355	6.4922	6.4821	1485.8350	1500.0000	81.4858
40.0000	34.4486	5.5514	6.5079	6.4979	1485.9370	1500.0000	81.4859
45.0000	34.5076	10.4924	6.5190	6.5091	1486.0400	1500.0000	81.4860

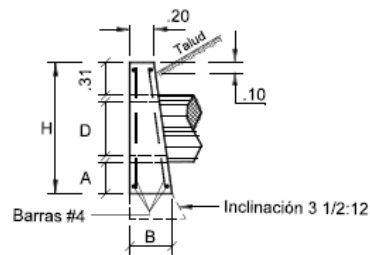
6.2.2 Cantidades de tubos necesario

Tubos	Longitud Total (m)	Longitud del tubo (m)	Cantidad de tubos
1500 mm	170 m	1.20	400

NOTA: La superficie en la parte superior del cabezal no deberá repallarse a fin de que la piedra quede expuesta.

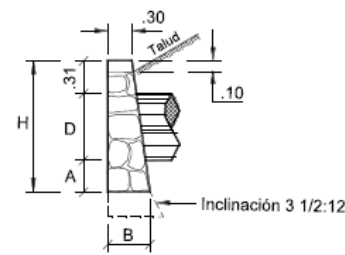


ELEVACION - TUBO SIMPLE

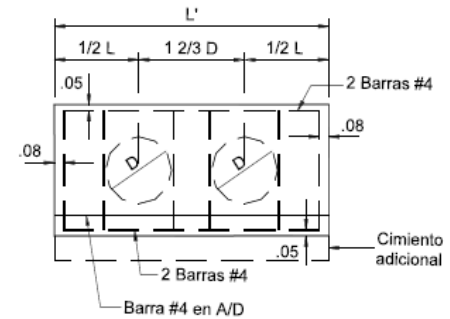


CABEZAL DE HORMIGON

NOTA: Se aplanarán 0.019m todas las aristas expuestas de las paredes del hormigón
0.25(0.45 - 0.60m Ø)
0.30(0.75 Ø o más)



**CABEZAL DE MAMP.
CON MORTERO**



ELEVACION - TUBO DOBLE

NOTA: Se colocarán cimientos adicionales cuando las condiciones del terreno así lo requieran. La profundidad de los cimientos será determinada por el Ingeniero en el campo. Todos los cabezales deberán colocarse paralelos a la línea central de la vía.
Para informaciones adicionales veáanse: NOTAS GENERALES "H"

DATOS Y CANTIDADES PARA DOS CABEZALES																	
DISEÑO			HORMIGON										MAMPOSTERIA CON MORTERO				
			TUBO SIMPLE					TUBO DOBLE					TUBO TRIPLE				
D	A	H	B	L	HORM. M3	ACERO Kg.	L	HORM. M3	ACERO Kg.	L'	HORM. M3	ACERO Kg.	B	L	MAMP. M3	L'	MAMP. M3
0.45	0.18	1.07	0.35	1.83	0.93	29.73	2.58	1.23	43.74	3.33	1.53	57.76	0.35	1.52	0.82	2.27	1.90
0.60	0.26	1.32	0.43	2.44	1.76	38.55	3.44	2.32	56.54	4.44	2.88	74.54	0.45	1.93	1.48	2.93	2.10
0.75	0.33	1.57	0.53	3.05	3.03	47.38	4.30	3.99	69.35	5.55	4.96	91.32	0.50	2.34	2.41	3.59	3.45
0.90	0.41	1.82	0.61	3.66	4.69	56.91	5.16	6.19	82.15	6.66	7.70	108.10	0.60	2.75	3.70	4.25	5.35
1.05	0.48	2.07	0.71	4.27	7.00	65.03	6.02	8.25	95.06	7.77	11.50	124.87	0.70	3.15	5.33	4.90	7.77
1.20	0.56	2.32	0.81	4.88	9.98	73.88	6.88	13.22	107.76	8.88	16.46	141.65	0.80	3.57	7.47	5.57	10.94
1.35	0.64	2.58	0.91	5.50	11.95	82.88	7.75	15.50	120.71	10.00	19.05	158.45	0.90	3.74	10.33	6.25	13.88
1.50	0.72	2.84	1.01	6.20	16.47	92.94	8.70	20.30	135.07	11.12	23.81	176.47	1.00	3.90	12.10	6.91	21.12

CABEZALES PARA TUBOS DE DRENAJE

Figura 11. Cabezales para tubos de drenaje recomendado por el Manual de Aprobación del MOP.

7. Conclusiones y recomendaciones

- El análisis muestra los niveles de aguas máximas esperadas en cada estación de los perfiles del área de drenaje en estudio. Para las condiciones existentes sobre cauce se presenta un análisis hidráulico e hidrológico de acuerdo con los parámetros indicados para un periodo de recurrencia de 50 años.
- El estudio Hidráulico e Hidrológico fue realizado tomando en cuenta niveles de topografía los cuales fueron modelados para determinar el Nivel de Aguas Máximas Esperados, si estos niveles varían de acuerdo con lo modelado mediante el HEC-RAS, es necesario realizar una nueva simulación con el objetivo de garantizar niveles seguros de terracerías y sistemas de protección para evitar inundaciones en las barriadas adyacentes.
- Los niveles más altos dentro del cauce en estudio llegan hasta los niveles de 82 m a 84 m, estos niveles están muy por debajo del nivel de la calle frontal al terreno.
- El modelo HEC-RAS simula adecuadamente el tránsito del caudal de diseño correspondiente al período de retorno de 50 años en el área de estudio.
- Si se desea rellenar el cauce debe tomarse en cuenta el diseño ya sea de el cajón o las alcantarillas diseñadas en la sección 6 de este estudio.