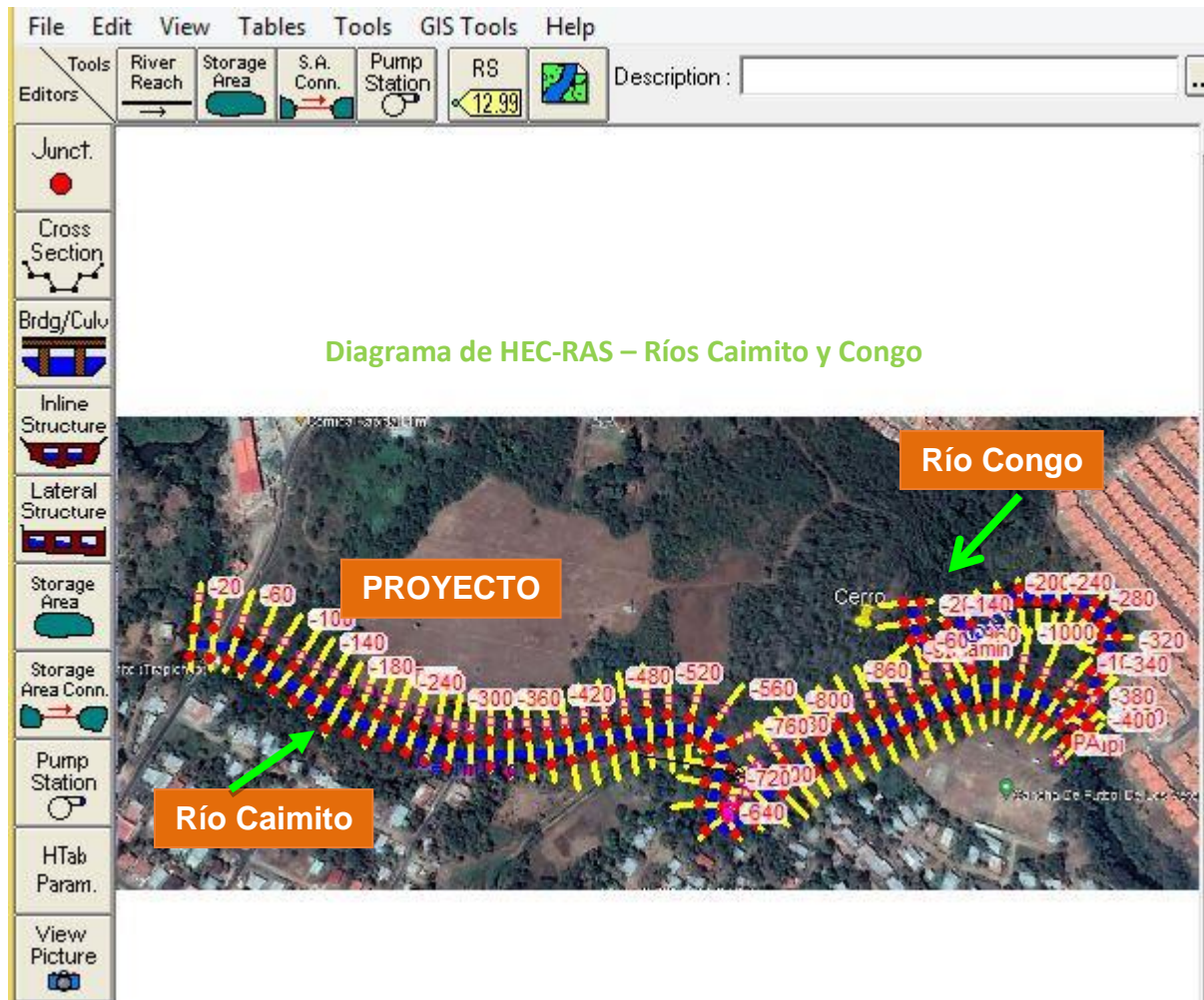


ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE LOS RÍOS CAIMITO Y CONGO



Panamá, Diciembre de 2021

INDICE

DESCRIPCIÓN	Pág.
I. Introducción	3
II. Localización y características generales de la cuenca en estudio	5
III. Análisis hidrológico	12
IV. El modelo hidráulico HEC-RAS	16
V. Análisis y resultados de la simulación con el modelo HEC-RAS	21
VI. Conclusiones y Recomendaciones	25
VII. Referencias	26

Anexo 1. Cuenca hidrográfica de los ríos Caimito y Congo.

Anexo 2. Análisis de Frecuencia con EXVAL 90.

Anexo 3. Niveles del agua en tramo analizado de los ríos Caimito y Congo para los periodos de retorno de 50 y 100 años.

I. INTRODUCCIÓN

El presente documento contiene los resultados del estudio hidrológico e hidráulico, solicitado por Importadora Virzi, S. A., del sistema fluvial formado por el río Caimito y el río Congo. El tramo del río Caimito está comprendido desde 12.93 metros aguas abajo de la confluencia con el río Congo hasta el puente en El Trapichito; su longitud es de 1km con 90 metros. El tramo del río Congo se extiende desde el punto de confluencia con el río Caimito y su longitud es de 418 metros. Para estimar los caudales de diseño se utilizaron dos metodologías. La primera es un análisis de frecuencia con los caudales máximos instantáneos históricos (17 años), en la estación hidrológica El Chorro (periodo 1956-1973), cuya área de drenaje es de 293 km². Esta área de drenaje del Río Caimito es prácticamente igual al área delimitada en este proyecto que corresponde a 291.13 km². Con la primera metodología, se obtuvieron los caudales de diseño para periodos de retorno de 20 50 y 100 años cuyas magnitudes son 358, 410 y 463 m³/s respectivamente. La segunda metodología consiste en utilizar las ecuaciones del Análisis Regional de Crecidas Máximas, desarrollado por Lavalin Internacional en 1986 y actualizado por le Empresa de Transmisión Eléctrica, S. A. (ETESA) en el año 2007. Con la segunda metodología, las magnitudes de los caudales de diseño para periodos de retorno de 20 50 y 100 años son 773, 924 y 1051 m³/s para el Río Caimito y 77, 92 y 105 m³/s para el río Congo respectivamente. Considerando los eventos extremos de precipitaciones y las inundaciones registradas en el área del Río Caimito en los últimos doce años, se decidió utilizar los caudales de diseño obtenidos a través de las ecuaciones del Análisis Regional de Crecidas Máximas para continuar con el análisis hidráulico con el modelo HEC-RAS. De acuerdo a los registros de estaciones vecinas al área de estudio, la precipitación media anual fluctúa entre los 1500-2000 mm aproximadamente. Después de realizar un levantamiento topográfico de los tramos de los ríos Caimito y Congo se procedió a incorporar los datos procesados y se realizaron simulaciones que nos permitió estimar las elevaciones de los niveles del agua en el sistema fluvial compuesto por ambos ríos.

Las simulaciones hidráulicas se realizaron con el modelo hidráulico HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis Systems), desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers. Los resultados muestran que algunas de las secciones son capaces de contener los caudales de diseño más allá de la sección transversal 0 km+820 metros. También se observa un desborde de las aguas en otras secciones. Para poder desarrollar el proyecto será necesario dejar un área de amortiguamiento de unos 30 metros (medidos desde el centro del río hasta el pie del talud de relleno). La cota del relleno debe ser como mínimo 42 metros. Es importante señalar que en el pasado algunas de las inundaciones se dieron por la mala disposición de la basura y por obstrucciones del cauce del río por árboles caídos. Además, hace como siete años se adecuaron tramos del río Caimito para permitir el flujo expedito de las crecidas.

II. LOCALIZACION Y CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS CUENCAS OBJETO DEL ESTUDIO



Figura 1. Areas de drenaje de los ríos Caimito y Congo hasta su punto de confluencia

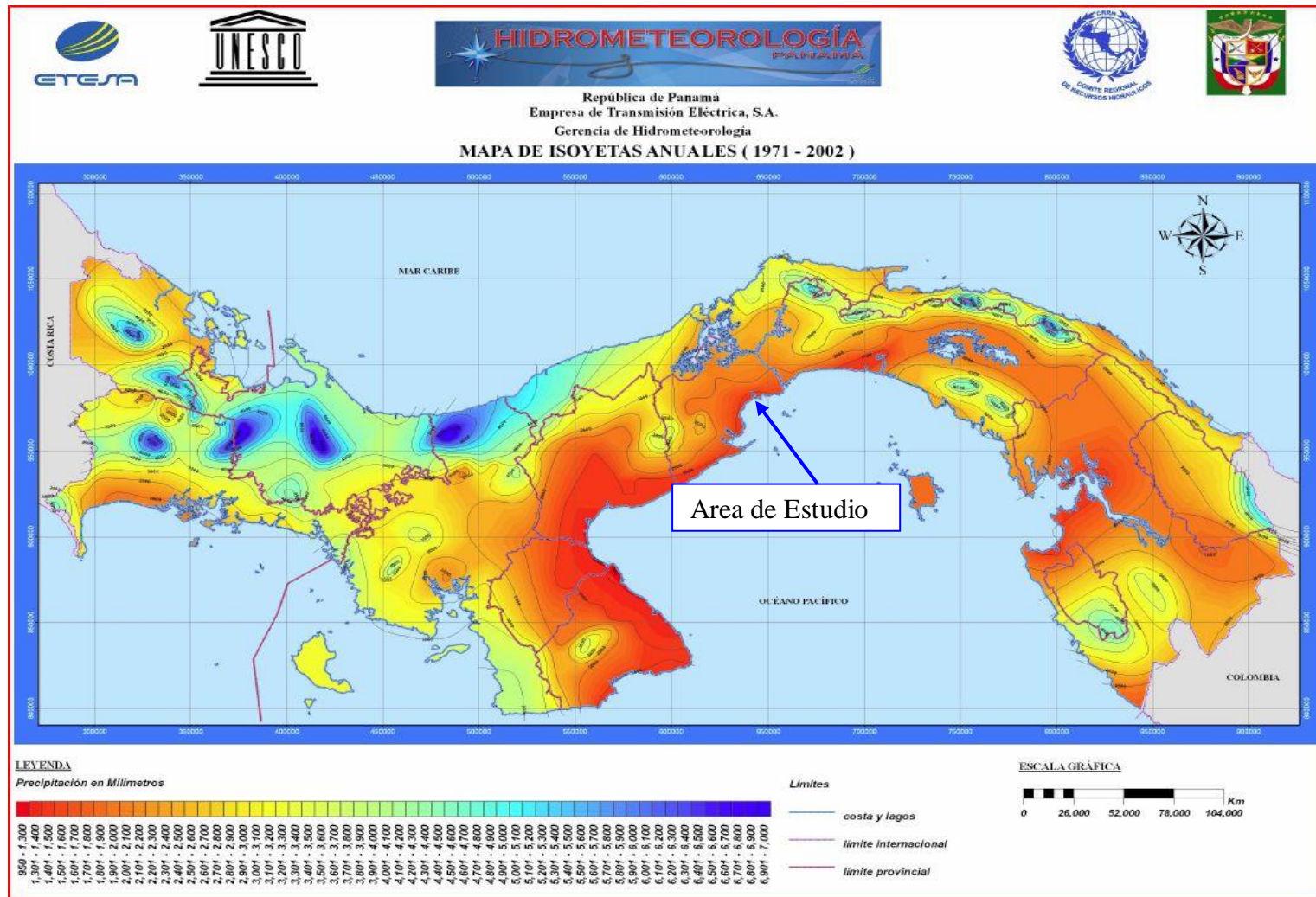
El sistema fluvial que se muestra en la **Figura 1**, comprende las aguas de los tributarios que drenan al río Caimito hasta el punto de confluencia con el río Congo. La cuenca del río Caimito se encuentran en la región Oeste de la ciudad de Panamá. En la actualidad, es un área de gran potencial para el desarrollo urbanístico. Sin embargo, la recurrencia de regímenes de precipitaciones por encima de lo normal ha causado serias inundaciones en diferentes puntos de la cuenca hidrográfica. Uno de los últimos eventos de altas precipitaciones que provocó inundaciones con grandes pérdidas materiales se dio el 25 de noviembre de 2012. El área de drenaje de la cuenca hidrográfica de este estudio es de aproximadamente 291.13 km^2 , la misma se obtuvo de mosaicos topográficos elaborados por el Instituto Geográfico Nacional "Tommy Guardia" a escala de 1:50000 (**Anexo 1**). Por

otro lado, la cuenca hidrográfica del río Congo, hasta el punto de confluencia con el río Caimito, tiene una magnitud de aproximadamente 28.88 km².

Precipitación

Las tormentas violentas o sistemas bien organizados a escala sinóptica, tales como los frentes fuertes y los huracanes, no son muy frecuentes. En general, la migración norte-sur de la *Zona de Convergencia Intertropical (ZCI)* normalmente divide el año en dos temporadas: *seca* (mediados de diciembre a principios de mayo) y *lluviosa* (el resto del año). Este paso de la ZCI por Panamá produce dos máximos de precipitación que ocurren en general en mayo y octubre. Estos patrones generales del Istmo, se notan claramente en el área de estudio. En el área de la cuenca, las precipitaciones anuales varían desde los 2000 mm en la parte cerca de la divisoria continental hasta los 1500 mm en su parte baja.

La *convección y los efectos orográficos* son los principales mecanismos de generación de precipitación en el área de estudio. De acuerdo a la zonificación realizada por la Empresa de Transmisión Eléctrica S. A. (ETESA), para identificar las regiones hidrológicamente homogéneas, los regímenes de precipitación difieren de un lado y otro de la Cordillera Central. De acuerdo al Atlas Nacional de la República de Panamá del 2007 (**Mapa 1**), la precipitación promedio anual en el área de estudio está por debajo de los 2000 milímetros.



Mapa 1. Isoyetas anuales en mm.

El área de estudio ha estado sometida a inundaciones a lo largo de los años. Por ejemplo, el 8 de diciembre de 2010, como consecuencia de altas precipitaciones sobre la cuenca del Río Caimito, el nivel del agua logró tocar la parte inferior del puente sobre la carretera Panamericana. Sin embargo, aguas abajo, el puente sobre la autopista Arraiján-Chorrera pudo desalojar sin dificultades los caudales producto de la tormenta (**Figura 2**).



Puente en la carretera Panamericana



Puente en la autopista Arraiján-Chorrera

Figura 2. Niveles del agua en los puentes sobre la carretera Panamericana y la autopista Arraiján-Chorrera.

Los eventos de altas precipitaciones registradas los días 25 y 26 de noviembre de 2012 provocaron severas inundaciones a lo largo del cauce del Río Caimito (**Figura 3**)

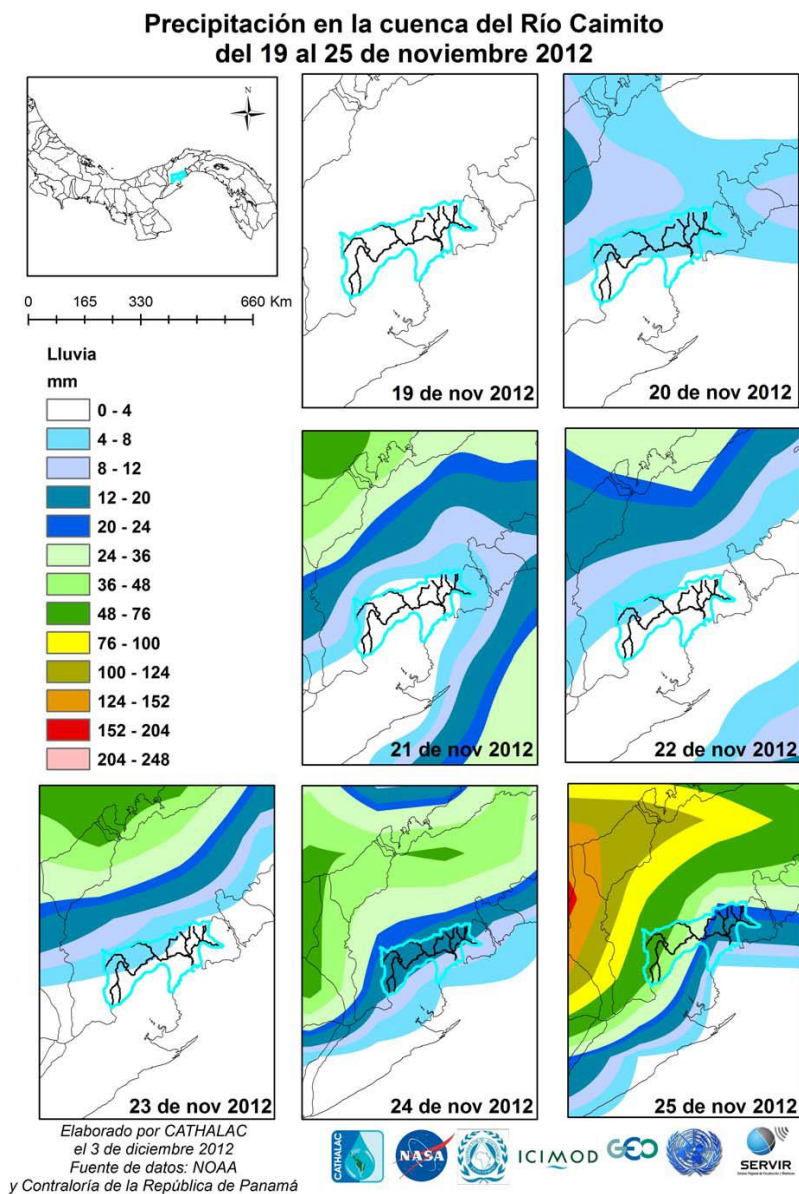


Figura 3. Evolución de la precipitación en la cuenca del Río Caimito en noviembre de 2012.

Fuente: *Autoridad Nacional del Ambiente, (2012)*

Es importante señalar que la cuenca del Río Caimito experimenta en la actualidad un incremento sustancial en el desarrollo de proyectos residenciales, situación que modifica de manera inmediata la cantidad de agua que escurre hacia los sistemas fluviales porque se ha disminuido la capacidad de absorción de los suelos. Esta puede ser una de las razones por la que, los resultados de los análisis de frecuencia con el Modelo EXVAL90 arrojan caudales muy bajos cualquiera que sea el periodo de retorno de 20, 50, 100 o 500 años (**Anexo 2**).

Aunado a la modificación del uso de los suelos en la cuenca, se tiene que ver muy de cerca la variabilidad que experimenta los regímenes de lluvia en la zona. Si a los dos fenómenos descritos arriba se le añade la cantidad de desechos sólidos que se depositan en las riberas de las corrientes (**Figura 4**), entonces podemos entender el por qué de las inundaciones que se registran periódicamente en esta región.



Figura 4. Basura depositada en las riberas del Río Caimito.

Fuente: *Matías Carrera Delgado (Febrero, 2016)*

Después de las inundaciones en el año 2012, se procedió a dragar el cauce del río en ciertos tramos y se adecuaron ciertos embalses para amortiguar las crecidas del río Caimito.

III. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Para estimar los caudales con periodos de retorno 20, 50 y 100 años se utilizaron dos metodologías. La primera es un análisis de frecuencia con los caudales máximos instantáneos históricos (17 años), en la estación hidrológica El Chorro (periodo 1956-1973), cuya área de drenaje es de 293 km² (**Anexo 2**). Se utilizó el modelo EXVAL 90 (Ballester y otros), para realizar esta actividad. El Modelo EXVAL 90 es útil para hacer análisis de valores máximos extremos (escorrentía, precipitación, etc.). Los métodos utilizados para determinar los períodos de retorno son:

1. Weibull
2. Hazen
3. Gringorten
4. Chegodayev
5. Cunnane

El modelo además ajusta una distribución teórica de probabilidad a los datos y aplica la prueba no-paramétrica de CHI cuadrado. Abajo se muestran las distribuciones teóricas:

1. Truncated normal
2. 2-parameter log normal
3. 3-parameter log normal
4. Type I Extremal [Gumbel]
5. Type I Log Extremal [log-Gumbel]
6. Pearson Type III
7. Log Pearson Type III

La magnitud de la variable analizada por el modelo EXVAL 90 se presenta para los períodos de retorno de 2, 2.33, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, y 1000 años.

El área de drenaje del río Caimito hasta la estación hidrológica de El Chorro es de 293 km². Se obtuvieron los caudales de diseño para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años

cuyas magnitudes son 278, 341 y 390 m³/s respectivamente. La segunda metodología consiste en utilizar las ecuaciones del Análisis Regional de Crecidas Máximas, desarrollado por Lavalin Internacional en 1986 y actualizado por la Empresa de Transmisión Eléctrica, S. A. (ETESA) en el año 2007. Con la segunda metodología, las magnitudes de los caudales de diseño para periodos de retorno de 20, 50 y 100 son 773, 924 y 1051 m³/s respectivamente (**Tabla 1**). Como ya se mencionó, el sistema fluvial tiene un área de 291.13 km² (medida desde unos 12.93 metros aguas abajo del punto de confluencia), y está ubicado en la Zona 6 (**Mapa 2**), de manera que los caudales se pueden calcular de la siguiente manera:

$$Q_{prom} = 14 \cdot A^{0.59}$$

$$Q_{20} = 1.94 \cdot 14 \cdot A^{0.59}$$

$$Q_{50} = 2.32 \cdot 14 \cdot A^{0.59}$$

$$Q_{100} = 2.64 \cdot 14 \cdot A^{0.59}$$

Donde, A = área de drenaje de la cuenca en km²

El factor 14 es una constante que depende de la zona de ubicación de la cuenca.

Los factores 1.94, 2.32 y 2.64 se aplican al caudal promedio para obtener los caudales para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años respectivamente.

Tabla 1. Caudales para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años (A = 291.13 km²), Método de Lavalin.

Periodo de Retorno (T) (años)	Area (km ²)	Q _{prom} (m ³ /s)	Factor	Q _T (m ³ /s)
20	291.13	398.05	1.94	773
50	291.13	398.05	2.32	924
100	291.13	398.05	2.64	1051

Los caudales de la **Tabla 1** parecen más adecuados que aquellos estimados a través del análisis de frecuencia, considerando las altas intensidades de lluvia que se observan en el área de estudio. Por otro lado, al ser el área de la cuenca muy grande, no se utilizaron

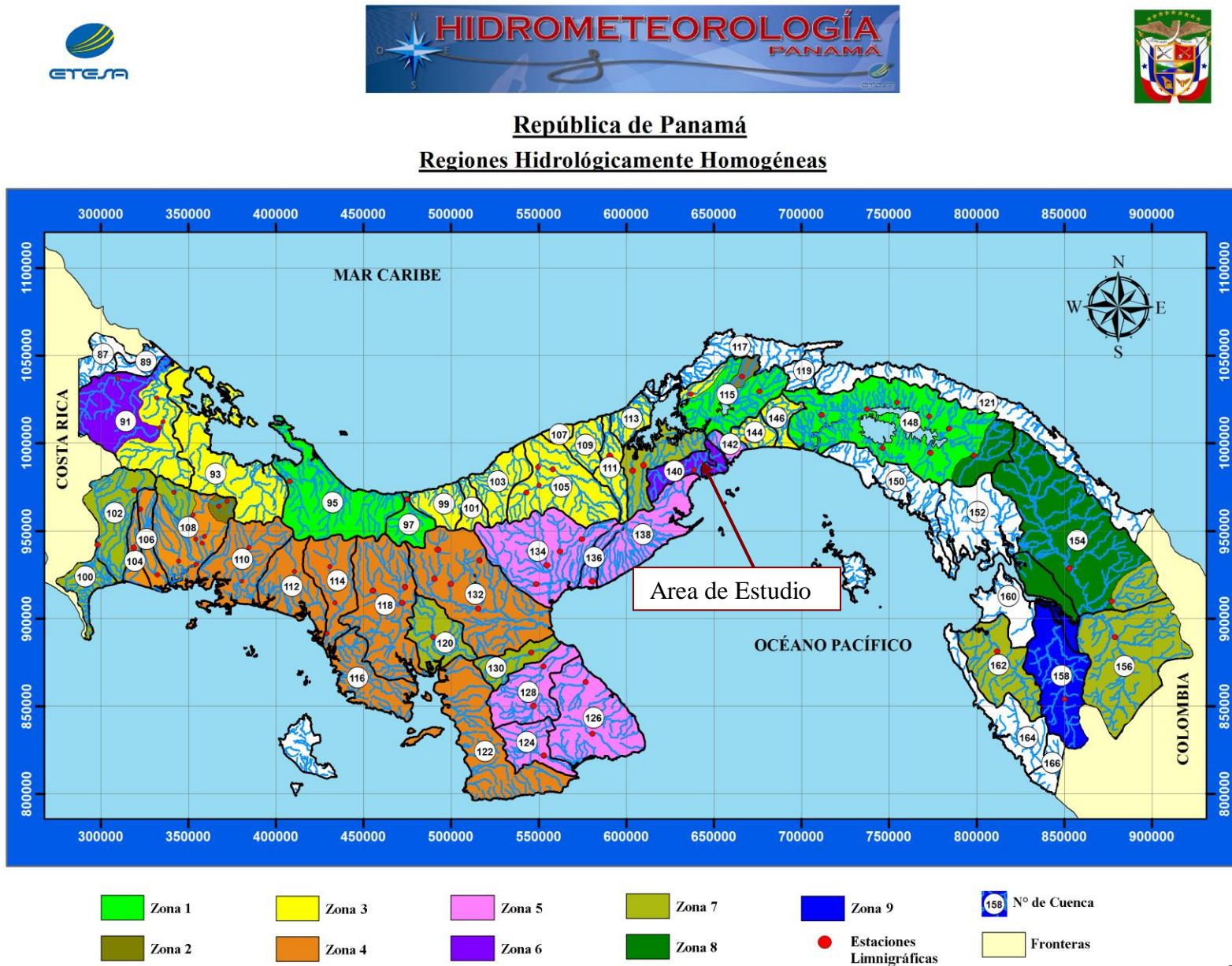
las ecuaciones de Intensidad-Duración-Frecuencia aceptadas por el Ministerio de Obras Públicas en la región del Pacífico.

Considerando las áreas de las cuencas de ambos ríos y los caudales de diseño de la **Tabla 1**, se procedió a calcular, por relaciones de áreas, los caudales que aporta el río Congo en el punto de confluencia. La **Tabla 2** contiene la magnitud de los caudales de diseño del río Congo.

Tabla 2. Caudales para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años del río Congo ($A = 28.88 \text{ km}^2$).

Periodo de Retorno (T) (años)	Area (km^2)	Q_{prom} (m^3/s)	Factor	Q_T (m^3/s)
20	28.88	39.49	1.94	77
50	28.88	39.49	2.32	92
100	28.88	39.49	2.64	105

Mapa 2. Zonas hidrológicas de acuerdo al estudio de ETESA en 2007



IV. EL MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS

Antes de realizar una presentación sucinta 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 graficas 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.

Además de las mejoras gráficas encontradas en HEC-RAS, muchas otras mejoras han sido hechas. HEC-2 está 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 está “ $z + y$ ”, 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.

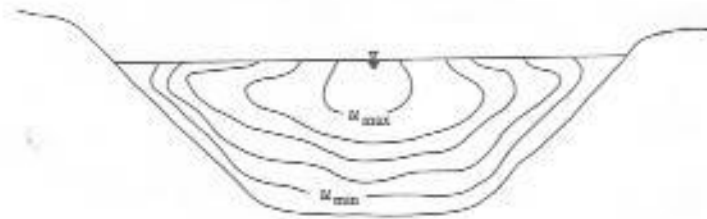


Figura 5. Distribuciones típicas de la velocidad en un canal abierto.

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 5**), pero debe ser estimado para las corrientes o ríos en donde la variación de la velocidad puede ser grande.

La ecuación de la energía para el flujo permanente entre dos secciones, 1 y 2 (**Figura 6**), 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 $\alpha = 1$, $z_1 - z_2 = S_0 L$, y $h_L = S L$, la ecuación de la energía se convierte en,

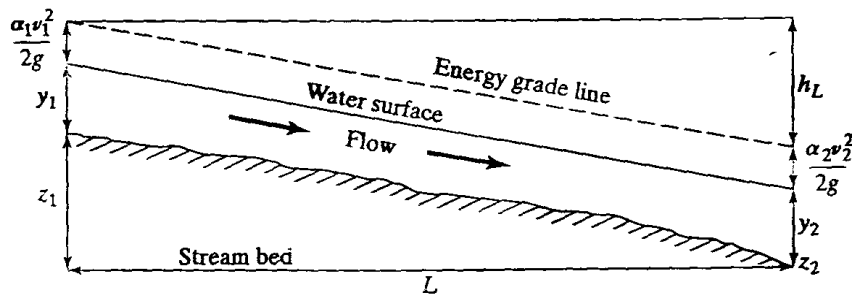


Figura 6. Ecuación de la energía del flujo no uniforme.

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

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

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

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,

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

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,

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

Así

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

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).

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 escombros, 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

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

Para evaluar las áreas a lo largo del tramo de las corrientes se procedió a realizar un levantamiento topográfico en una extensión de aproximadamente 1,090 metros en el Río Caimito y 418 metros en el río Congo. El alineamiento en el río Caimito va desde el puente en El Trapichito hasta 12.93 metros aguas abajo del punto de confluencia con el río Congo (**Figura 7**). En el río Congo, el levantamiento topográfico se extiende 418 metros desde el punto de confluencia con el Río Caimito hacia aguas arriba.

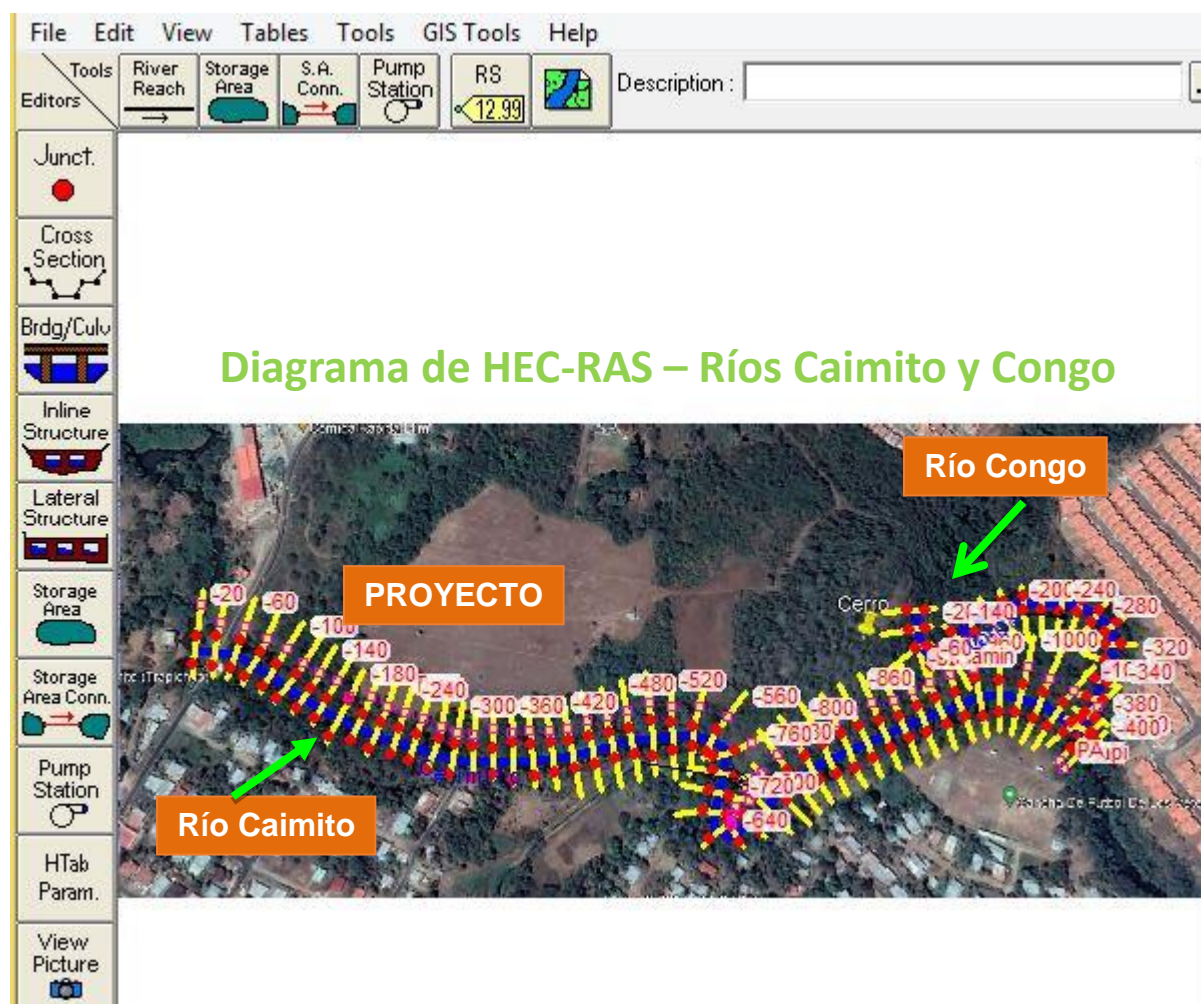


Figura 7. Sistema fluvial compuesto por los ríos Caimito y Congo.

Al cauce principal de la corriente natural se le asignó un coeficiente de Manning de 0.02. Al mismo coeficiente se le asignó un valor de 0.025 para ambas riberas (banco izquierdo y banco derecho), considerando la presencia de árboles los cuales incrementan la resistencia al flujo. Las simulaciones hidráulicas se realizaron con los caudales de diseño de que se muestran en las **Tablas 1 y 2**, correspondiente a los periodos de retorno (T) de 20, 50 y 100 años respectivamente. La **Tabla 4** muestra la distribución y asignación de los caudales a lo largo del sistema fluvial.

Tabla 4. Caudales asignados a los tramos utilizando el Modelo HEC-RAS. Ríos Caimito y Congo.

No.	Río	Tramo	Sección Transversal	Q ₂₀ (m ³ /s)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)
1	Caimito	Trapi	-20	696	832	945
2	Caimito-2	Trapi	-1080	773	924	1051
3	Congo	Flamin	-20	77	92	105

La **Figura 8** muestra los niveles del agua en las secciones transversales para los caudales de diseño de 50 y 100 años. Aquí se está considerando la zona de amortiguamiento para las crecidas del río Caimito. Para definir la zona de amortiguamiento habrá en las secciones transversales un espacio de 30 metros desde el centro del río hasta el pie del talud en la ribera izquierda. Más allá existirá un relleno hasta la cota 42 metros.

El **Anexo 3** contiene en una tabla y gráficamente los niveles del agua simulados en el cauce de los ríos Caimito y Congo para los periodos de diseño de 50 y 100 años.

La **Figura 9** muestra en tres dimensiones el sistema fluvial compuesto por los ríos Caimito y Congo.

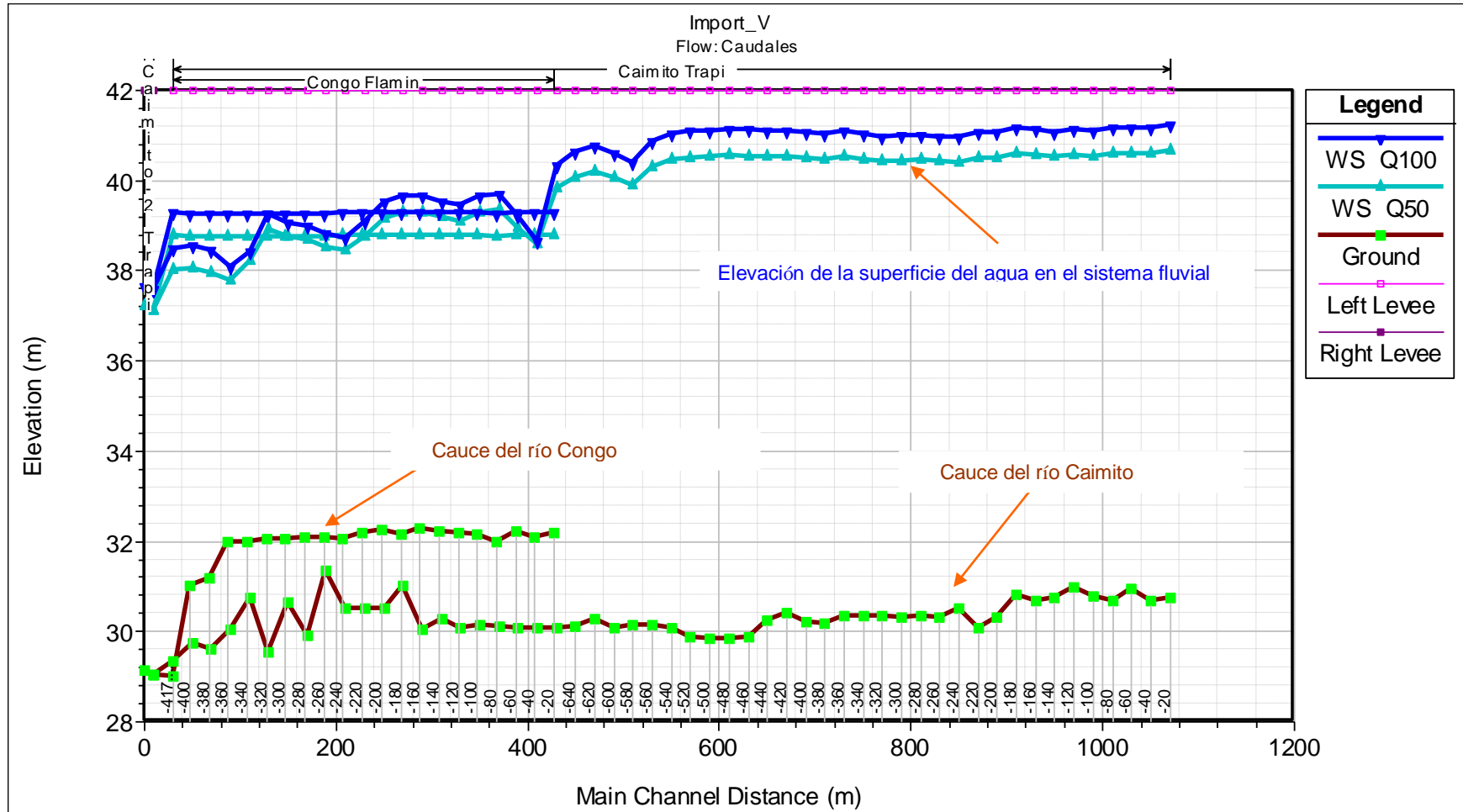


Figura 8. Perfil longitudinal y niveles del agua al transitar los caudales de diseño para periodos de retorno de 50 y 100 en el sistema fluvial.

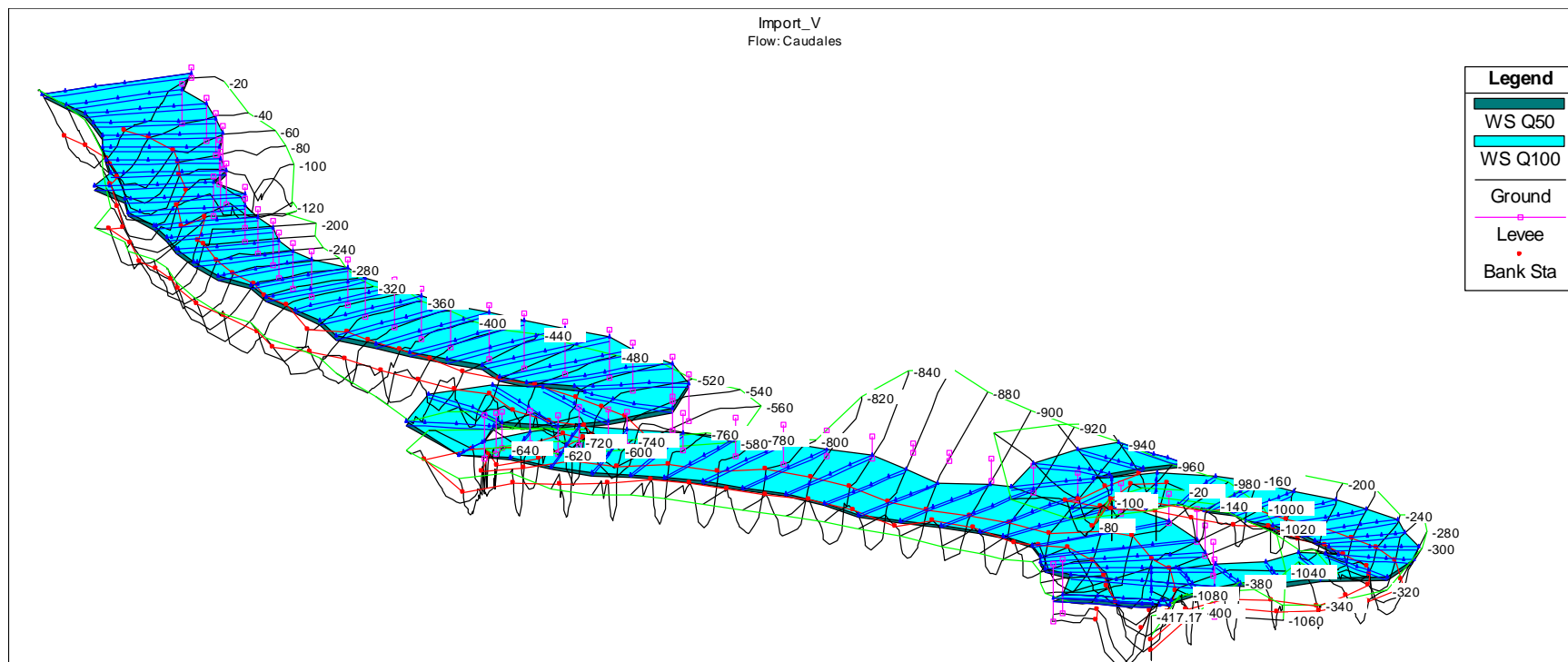


Figura 9. Representación en 3D del sistema fluvial de los ríos Caimito y Congo

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Los caudales de diseño de 924 y 1051 m^3/s (en el río Caimito), correspondiente a periodos de retorno de 50 y 100 años respectivamente, fueron estimados a través de las ecuaciones de Análisis Regional de Crecidas Máximas, Lavalin Internacional, actualizadas por la Empresa de Transmisión Eléctrica S. A. en el año 2007. De igual manera los caudales de diseño para los mismos periodos de retorno en el río Congo se estimaron como 92 y 105 m^3/s .
2. Aunque se tiene un registro histórico de caudales máximos instantáneos anuales en el río Caimito (1956-1973), se consideró que el análisis de frecuencia arrojó caudales muy bajos para ser considerados en la simulación. Una explicación de la magnitud de los caudales, puede ser grado de desarrollo que tenía la cuenca durante esas décadas del siglo pasado.
3. El modelo HEC-RAS simuló el tránsito de los caudales de diseño en un sistema fluvial conformado por los ríos Caimito y Congo. Se pudo observar que los niveles del agua sobrepasan los bancos izquierdo y derecho del Río Caimito en varias de las secciones transversales.
4. Para aliviar las crecidas del río Caimito se ha considerado una zona de amortiguamiento en la ribera izquierda. La misma consiste en una franja longitudinal de 30 metros medidos desde el centro del río hasta el pie del talud.
5. Para el desarrollo del proyecto se tiene que realizar un relleno en la ribera izquierda. La cota mínima del relleno debe de ser de 42.00 metros.
6. Para garantizar un buen funcionamiento del sistema fluvial se recomienda diseñar un programa de mantenimiento del cauce y evitar que la maleza así como troncos y basuras se acumulen en las corrientes.

REFERENCIAS

Ballesteros T., Collette D. y Kelley M. (1990). Modelo EXVAL90

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

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

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

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

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

Hidrologic Engineering Center, 2000, HEC-RAS, River Analysis System, User's Manual, U. S. Army Corps of Engineering, Davis, CA.

González, D. A. (2007). Análisis Regional de Crecidas Máximas

El modelo HEC-RAS fue aplicado en el proyecto por el Ingeniero Civil/Hidrólogo Matías Carrera Delgado, profesional idóneo con Licencia No. 93-006-007.