

Comportamiento hidráulico de la quebrada Atarigua en el cruce con el puente ubicado sobre la troncal 7, Municipio Jiménez, Edo. Lara

Jean Carlos Rincón*, María de los Angeles Perozo

Departamento de Hidráulica, Universidad Centro Occidental Lisandro Alvarado, Venezuela.

Resumen.-

Este trabajo se centra en el análisis del comportamiento hidráulico de la quebrada Atarigua en el cruce con el puente ubicado sobre la troncal 7, en el Municipio Jiménez del estado Lara. Dicho análisis se realizó bajo los enfoques de flujo permanente y no permanente con fondo fijo. Se emplearon dos modelos matemáticos, el HEC – HMS para el análisis hidrológico de la cuenca aportante al sitio de estudio y el HEC-RAS para el análisis hidráulico. Se pudo concluir de acuerdo a los resultados del modelo que la quebrada presenta un flujo muy cercano al crítico, debido a que se producen transiciones constantes entre los dos regímenes de flujo (subcrítico - Supercrítico), lo que ameritó desde el punto de vista del modelo, un menor espaciamiento de las secciones transversales y de la aplicación del método de “Inercia Parcial Local” para generar soluciones que fuesen estables numéricamente. Se encontró que para flujo permanente se obtuvieron las máximas profundidades y para el flujo no permanente las máximas velocidades, los cuales son parámetros requeridos para cualquier estudio de socavación en el puente y en sus cercanías. También se comprobó la capacidad que poseen las secciones representativas de la Quebrada Atarigua, como el puente sobre esta, para transitar el flujo sin riesgos de desbordamientos para un evento asociado a 100 años de período de retorno.

Palabras clave: Hec-Ras, hidráulica, permanente, puente

Atarigua Creek Hydraulic behavior at the junction with the bridge located on trunk 7, Jiménez municipality, Lara state

Abstract.-

This paper presents the analysis of the hydraulic behavior of the Atarigua creek at the junction with the bridge located at the rural arterial 7, Jiménez Municipality, Lara state. This analysis was performed for permanent flow and no permanent flow and fixed ground. Two mathematical models was used, the HEC - HMS for hydrologic analysis of the watershed contributor to the study site and the HEC-RAS for hydraulic analysis. It was concluded according to the results of the model that the creek presents a flow near to the critical flow, because transitions which occur between the two flow regimes (subcritical - Supercritical). It deserves a closer spacing of the cross sections and the method of "Local Partial Inertia" to generate solutions that were numerically stable. For the steady flow, maximum depths were obtained and for the unsteady flow, the highest velocity were obtained, which are parameters required for any study of scour at the bridge and its surroundings. The Atarigua creek and the bridge over, are capable to transport the flow without risk of overflow for an event associated with 100 year return period.

Keywords: Hec-Ras, hydraulic, permanent, bridge

Recibido: enero 2014

Aceptado: abril 2014.

* Autor para correspondencia

Correo-e: jcrincon@ucla.edu.ve (Jean Carlos Rincón)

1. Introducción

La explotación de los recursos fluviales, ha tenido un papel estratégico en el desarrollo de las regiones. Para el aprovechamiento de este recurso, el hombre ha tenido que construir grandes y pequeñas obras hidráulicas. En el caso de construcciones de obras de vialidad, unos de los principales retos a vencer, han sido los diferentes problemas que ocasionan el atravesar en la corriente de un cauce, un objeto extraño al mismo, como lo son las pilas y estribos de un puente, los cuales generan efectos de socavación y de reacomodo de sedimentos en el fondo del canal, que afectan la seguridad del tránsito sobre el mismo, y a su vez, la propia estabilidad del puente. Por la amplia interacción existente entre el río y el puente, en la que uno trata de influir sobre el otro, el puente necesita la estabilidad y permanencia en el tiempo, mientras el río, en cambio, por su propia naturaleza es esencialmente dinámico.

Este dinamismo se hace mayor cuando el río presenta continuos cambios de régimen de subcrítico a supercrítico o viceversa, condición imperante en los ríos de la zona en estudio [1].

Así pues, por la complejidad del fenómeno y el avance de la tecnología se han desarrollado modelos numéricos hidrológicos e hidráulicos unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales que permiten predecir de una manera más sistemática el comportamiento real de un río y su interacción con un puente ante la presencia de avenidas [2]. Uno de ellos es el software Hec-HMS, programa computacional gratuito desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos basado en el estudio de avenidas, el cual provee una variedad de opciones para simular procesos de precipitación-escorrentía y tránsito de caudales [3]. Por su parte, el software Hec-RAS, desarrollado por el mismo organismo, es un modelo unidimensional que permite calcular el perfil de la superficie libre del agua en régimen permanente gradualmente variado y no permanente [4]. Ambos modelos fueron empleados en este estudio.

Por otra parte, prácticamente la mayoría de las fallas ocurridas en puentes se han producido por

problemas hidráulico fluvial y no por problemas estructurales [5] como fue el caso del puente sobre la Quebrada La Guardia, ubicado a unos pocos kilómetros de la Quebrada Atarigua y que se caracteriza por ser un río de régimen mixto, por lo que resulta indispensable mirar el problema desde esta perspectiva y hacer reflexiones sobre el comportamiento de los ríos y la interacción con los puentes. Es por ello que el objetivo de esta investigación se basa en el análisis del comportamiento hidráulico para flujo permanente y flujo no permanente de la Quebrada Atarigua en la intersección con el puente ubicado en la troncal 7, Municipio Jimenez del Estado Lara.

2. Desarrollo de la investigación

2.1. Descripción

La quebrada Atarigua, también conocida con el nombre de quebrada Acarigua, es una quebrada intermitente, la cual recibe su afluente de otras quebradas de la región tales como: Qda. Monte Carmelo, Qda. La Tigrera, Qda. Las Rosilas, Qda. Cangrejera, Qda. Los Berros, Qda. Barro Negro, Qda. Seca, Qda. Caña Brava, Qda. Pilacones y Qda. Canealito. La misma se conecta aguas abajo del puente en estudio, a la quebrada Las Raíces y esta desemboca en el embalse Atarigua, el cual se encuentra ubicado sobre el río Tocuyo a 50 Km al oeste de Barquisimeto.

En la actualidad, la quebrada Atarigua, forma parte de una de las tres fuentes que proporciona agua para riego Agrícola en el valle del Quibor para las épocas de sequía. Las otras fuentes de agua provienen del embalse Dos Cerritos a través de canales y tuberías, y por último, de aguas subterráneas.

3. El puente sobre la quebrada Atarigua

El puente que sirvió de base para el análisis hidráulico en este estudio, se encuentra ubicado en el municipio Jiménez a 356 (m) de la redoma La Tinaja, vía El Tocuyo. El mismo se posiciona sobre la quebrada Atarigua en las coordenadas N:1095997.598; E:432969.613, sobre la Troncal 7. El puente permite mayor fluidez, para el tránsito



Figura 1: Puente Sobre La Quebrada Atarigua. Fuente: Propia.

automotor proveniente de la ciudad de Barquisimeto y con dirección a las diferentes poblaciones que integran los municipios Jiménez, Moran y Andrés Bello, y viceversa, evitando el paso por la ciudad de Quibor. El mismo es de Concreto Armado, con una longitud de 32 metros y un ancho de calzada de 13 metros, el espesor del tablero es de 0.9 metros de alto; conformado por 5 tramos, soportados por dos estribos y cuatro pilas, separados a 5.44 metros entre sí, y una distancia vertical promedio entre el sofito del tablero y el fondo del cauce de 4.9 metros (ver Figura 1).

4. Levantamiento topográfico e inspección visual

El levantamiento topográfico fue realizado por la empresa AF Ingenieros Civiles & Asociados S.C. en una extensión de 865.40 m de longitud del cauce, de los cuales 627.75 m corresponden aguas arriba del puente en estudio y la longitud restante en la dirección aguas abajo del mismo. Las secciones transversales fueron levantadas cada 35 m. De acuerdo a la inspección visual realizada en la zona bajo estudio, se pudo constatar en cuanto al cauce que esta conformado principalmente por arenas, de ancho relativamente regular en la longitud considerada para el estudio, el cual se contrae en las inmediaciones del puente, con moderada vegetación existiendo principalmente en



Figura 2: Obra de protección aguas abajo del puente. Fuente: Propia.

las márgenes. En cuanto al puente se observó la presencia de una obra de protección que consta de una serie de escalones de concreto, aproximadamente de 20 m de longitud en la cara aguas abajo del puente, también se constató que el puente presenta un buen estado general, no se visualizaron problemas de socavación local; pero si acumulación de escombros. (ver figura 2).

5. Hidrología

El estudio hidrológico tiene como objeto estimar el caudal pico y el hidrograma de salida de la Quebrada Atarigua hasta el sitio donde se encuentra el puente, considerando tormentas con periodos de retorno adecuados a la importancia de la estructura.

En la realización de este estudio, se comenzó con la digitalización en Autocad de la Hoja cartográfica 6245 a una escala 1:100.000 para determinar el área de la cuenca que ocupa la Quebrada Atarigua. En la cuenca de la Quebrada Atarigua se encontraron un total de 3 estaciones climatológicas que registran precipitaciones, por lo tanto se utilizaron la información proveniente de estas. Seguidamente se observaron los datos de las precipitaciones en cada una de las estaciones seleccionadas, consiguiendo un periodo de años

Tabla 1: Estaciones Seleccionadas para la estimación de las precipitaciones medias anuales de la cuenca de la Qbr. Atarigua. Fuente Propia.

ESTACIÓN	Ubicación		Precipitación (mm)		
	Este	Norte	Media Anual	Mes de Mayo	Mes de Junio
CUBIRO	436177.4	1082736.8	964.2	126.83	145.3
SANARE	428186.5	1077990.9	813.3	106.81	108.77
QUIBOR	431421.2	1096965	480.2	66.12	40.83

consecutivos entre 1975 - 1997. Posteriormente se calculó la precipitación media para los dos meses más lluviosos que fueron Mayo y Junio, utilizando los datos de precipitaciones mensuales disponibles, en el Gestor De Base De Datos Hidrológicos. (ver Tabla 1)

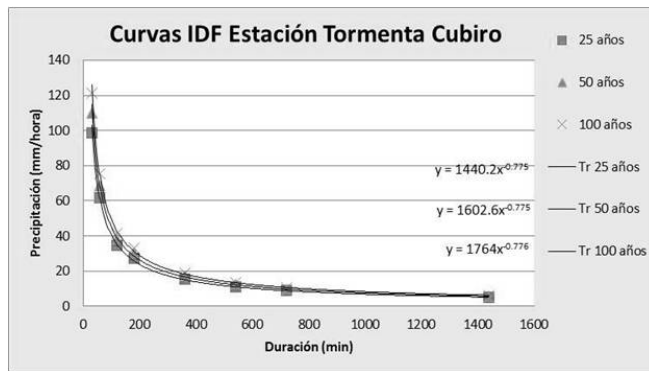


Figura 3: Representación grafica de la curva de Intensidad duración frecuencia de la estación tormenta Cubiro. Fuente propia.

La estación que presentó mayor precipitación media, tanto anual como en los meses de mayo y Junio fue la Estación de Cubiro. Luego se realizaron las isoyetas para estos dos meses y se calculó el factor de reducción por área, definiendo como centro tormenta la estación antes mencionada, resultando en 0.86 y 0.87 respectivamente. Para dicha estación tormenta se elaboró la curva de Precipitación Duración Frecuencia (PDF), como también la curva intensidad Duración Frecuencia (IDF), para posteriormente elaborar los hietogramas de precipitación afectados por el factor de reducción por área (ver Figura 3).

El área drenada hasta el sitio del puente es de 101.98 Km² y la longitud del cauce principal es de 31.06 Km. La diferencia de nivel entre el

lugar más alto de la cuenca y el punto de interés es de 1140 m, lo cual produce una pendiente media de 3.67 %. Luego se buscó el tiempo de concentración (T_c) de la cuenca, utilizando la ecuación de Kirpich,

$$T_c = 0,0195 * L^{1,155} * H^{(-0,385)}, \quad (1)$$

donde: T_c = tiempo de concentración en minutos, L = longitud del cauce principal en metros; H = diferencia de elevación en la cuenca en metros. Para el tramo de la quebrada Atarigua dentro de la cuenca se tiene: $L = 31060,45$ m y $H = 1140$ m. Aplicando la Ecuación (1) se obtuvo un tiempo de concentración de 3.34 horas, aproximadamente 4 horas.

Tabla 2: Hietogramas de precipitación obtenidos. Fuente Propia.

Tr (años)	25	50	100
Duración (Hrs)	P (mm)	P (mm)	P (mm)
0.5	2.40	2.64	2.87
1	3.16	3.51	3.83
1.5	5.01	5.58	6.08
2	44.89	49.95	54.79
2.5	7.58	8.43	9.20
3	3.84	4.28	4.66
3.5	2.70	3.00	3.27
4	2.12	2.36	2.57

Para la determinación del hidrograma se utilizó el programa HEC-HMS, el cual es un modelo de simulación hidrológica semi distribuido desarrollado por el cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos que calcula el hidrograma producido por una cuenca en base a los datos físicos de la cuenca, datos de precipitación, entre otros [6]. Las pérdidas en la cuenca fueron estimadas mediante el método Curva Número

(CN), y la introducción de los parámetros de pérdidas en el software fue hecha para las 7 subcuencas definidas hasta el sitio de puente (SC1: Qda. Monte Carmelo, SC2: Qda. Cangrejera, SC3: Qda. La Tigrera, Qda. Los Berros, Qda. Pilacones y Qda. Barro Negro, SC4: Qda. Las Rosilas, SC5: Parte alta Qda. Atarigua, SC6: Qda. Seca, Qda. Caña Brava, y Qda. Canealito, SC7: Parte baja Qda. Atarigua). El valor de CN fue obtenido según la clasificación de la zonas húmedas o grupos AMC (I, II, III), situándose en el grupo II al igual que el grupo de suelo (A, B, C o D), ubicando la cuenca entre los tipos de suelo B y C. Finalmente, de acuerdo a las características del suelo se consideró como CN=70 [7]. Dicho valor no pudo ser calibrado debido a la ausencia de estaciones de escorrentía en la cuenca, al momento de realizar este estudio. El procedimiento de tránsito hidrológico utilizado fue el de Muskingum –Cunge, el cual se usa comúnmente para manejar la relación caudal de almacenamiento en los cauces naturales [7]. Se elaboraron los hietogramas asociados a 25, 50 y 100 años de período de retorno, utilizando el Método de los Bloques Alternos (ver Tabla 2) [7]. Para el diseño o análisis de puentes, se pueden justificar períodos de retorno entre 25 y 100 años en función la importancia de la estructura y el grado de seguridad deseado [8].

En definitiva, del modelo se obtuvo hasta el sitio de puente y para los hietogramas generados, un caudal pico de $114.4 \text{ m}^3/\text{s}$ con un volumen total de producción de la cuenca de $1599.4 \times 10^3 \text{ m}^3$ para un $Tr = 25$ años; $147.4 \text{ m}^3/\text{s}$ como caudal pico y un volumen total de producción de la cuenca de $2054.8 \times 10^3 \text{ m}^3$ para un $Tr = 50$ años; y para un $Tr = 100$ años, se tiene un caudal pico de $180.5 \text{ m}^3/\text{s}$ con un volumen total de producción de la cuenca de $2511.1 \times 10^3 \text{ m}^3$.

5.1. Simulación hidráulica del puente y su interacción con la quebrada

Luego de determinar el gasto que transita por el cauce de la Quebrada Atarigua, se procedió a la estimación del valor del coeficiente de Manning (parámetro necesario para la corrida del HEC - RAS) debido a la ausencia de datos para cali-

bración. Dicha estimación fue hecha a través del método de Cowan [9], resultando un coeficiente de Manning $n = 0,042$.

Como se mencionó anteriormente, para la modelación de la Quebrada Atarigua, específicamente a nivel del puente en estudio, fue utilizado el paquete de software HEC – RAS. La ejecución del modelo implica la creación de cuatro archivos donde se incluyen los datos generales, datos geométricos, datos de flujo, simulación del flujo [10].

- **Archivo de datos generales:** en éste se crea el nombre del proyecto, el sistema de unidades con el que se va a trabajar y se habilitan las ventanas para la creación de los archivos faltantes.

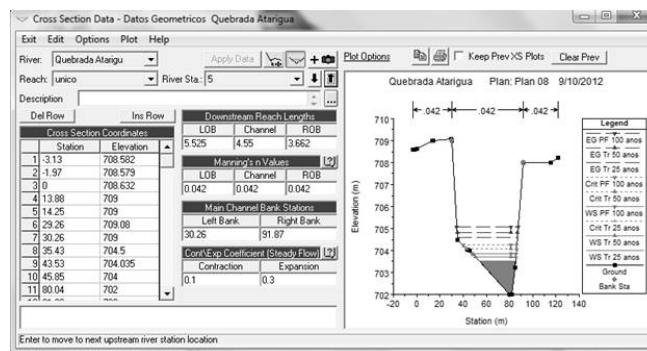


Figura 4: Editor de secciones transversales en Hec-RAS. Fuente propia.

- **Archivo de datos geométricos:** En este archivo se almacena el esquema del río con la información de sus secciones transversales y la del puente. En el modelo estructurado se introdujeron inicialmente 25 secciones transversales, separadas cada 35 m, las cuales fueron extraídas del levantamiento topográfico, y luego, fueron interpoladas más secciones (separadas a cada 5 m), a fin de garantizar la estabilidad numérica del modelo. Los datos mas importantes introducidos en las secciones transversales son las coordenadas x-y de las secciones, la distancia entre secciones, la ubicación del cauce principal y de las planicies de inundación, los coeficientes de

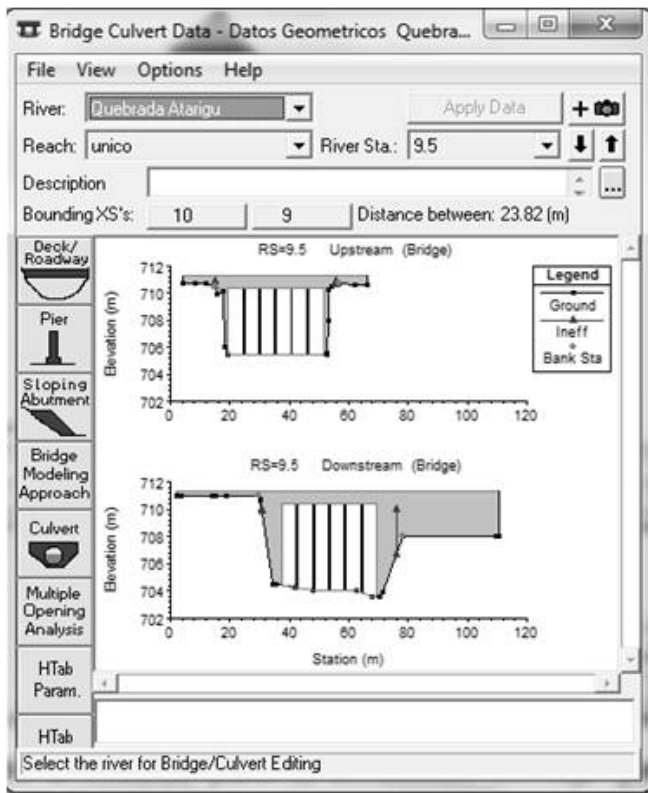


Figura 5: Editor de datos del puente en Hec-RAS. Fuente propia.

expansión y contracción, el coeficiente de rugosidad de Manning y, en caso de existir, las áreas de flujo inefectivas (ver Figura 4). El puente quedó definido de acuerdo a la nomenclatura empleada en el software, entre las secciones 9 y 10 (ver Figura 5). Los datos mas relevantes en cuanto al puente son: distancia entre las secciones inmediatas aguas arriba y aguas abajo, longitud de calzada, ancho de tablero, ubicación de pilas y estribos, etc. Toda esta información fue extraída del levantamiento topográfico y complementada con la inspección realizada al puente.

- Archivo de datos del flujo: En este archivo se introducen las condiciones de borde e iniciales para la simulación en flujo permanente o no permanente. En el primer caso, al estar en presencia de un río con flujo mixto, se introdujeron las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo, para lo cual se supuso condiciones normales y

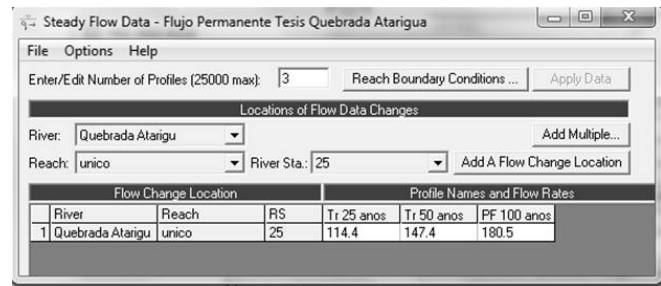


Figura 6: Editor de datos del flujo permanente en Hec-RAS. Fuente propia.

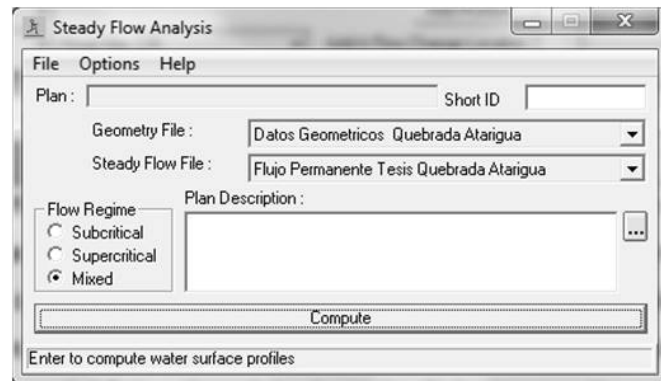


Figura 7: Editor para corrida de flujo permanente en Hec-RAS. Fuente propia.

la condición inicial corresponde al caudal pico constante obtenido para cada uno de los periodos de retorno modelados en Hec-HMS (ver Figura 6). En el segundo caso, se introdujeron como condición de borde aguas arriba, los hidrogramas de caudales obtenidos en el Hec-HMS hasta el sitio de puente, y como condición de borde aguas abajo, profundidad normal, y la condición inicial correspondiente al caudal de inicio de los hidrogramas.

- Archivo para corrida del modelo: Debido a que el modelo será ejecutado bajo dos escenarios que son flujo permanente y flujo no permanente, se requiere en realidad dos archivos, uno para cada condición del flujo. Como se mencionó anteriormente, la quebrada en estudio presenta continuos cambios de régimen lo cual está muy bien contemplado en el modelo, lo que lo hace adecuado para la

simulación de ríos en estas condiciones.

- Archivo para flujo permanente: En este archivo se selecciona principalmente los nombres de los archivos que contienen los datos geométricos del modelo y del flujo, y el régimen bajo el cual el programa hará la corrida (Subcrítico, supercrítico o mixto); ha de seleccionarse mixto por lo explicado en el párrafo anterior (ver Figura 7). En estas condiciones si el modelo detecta en algún sitio del esquema fluvial un cambio de régimen (paso de la superficie del agua por la profundidad crítica), automáticamente deja de aplicar la ecuación de la energía (empleada en condiciones subcríticas o supercríticas) y, a su vez, el cálculo de profundidades lo realiza a través de la ecuación de cantidad de movimiento; solo bajo estas circunstancias realiza el cambio de ecuación.

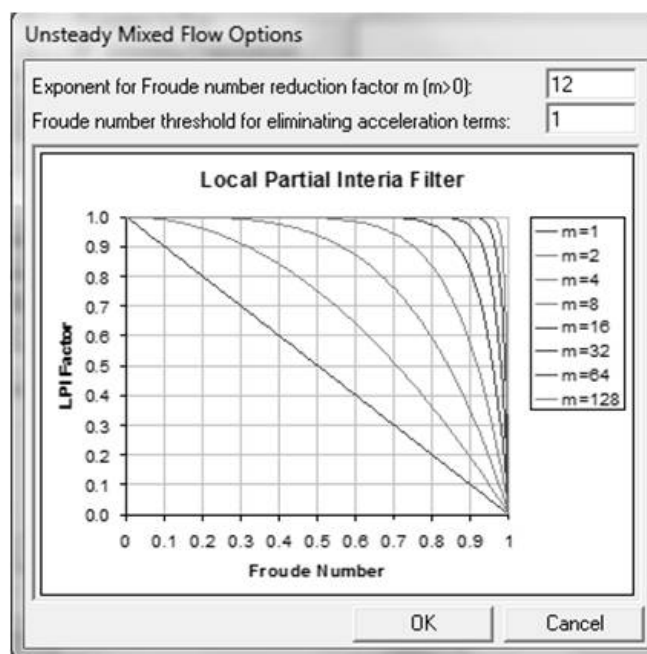


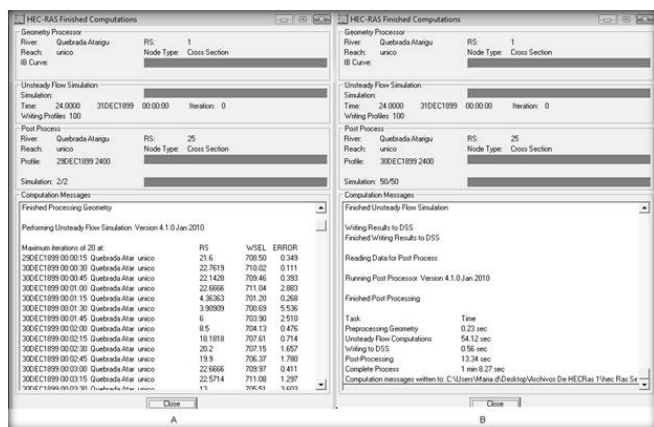
Figura 9: Selección de parámetros del método LPI en Hec-RAS. Fuente propia.



Figura 8: Editor para corrida de flujo no permanente en Hec-RAS. Fuente propia.

- Archivo para flujo no permanente: En este archivo, de igual manera, deben seleccionarse los nombres de los archivos que contienen los datos geométricos del modelo y del

flujo, además de la duración de corrida, intervalo de cálculo, intervalo de salida y la opción de flujo mixto (ver Figura 8). Como bien es sabido, el modelo de flujo no permanente consiste en la solución completa de las ecuaciones de Saint-Venant, también conocido como modelo de onda dinámica. Sin embargo, cuando existen transiciones del flujo, el modelo de onda dinámica resulta muy inestable numéricamente. Para resolver este problema, Hec-RAS incorpora un método llamado “Inercia parcial local (LPI)”, que consiste en la aplicación de un factor de reducción a los dos términos inerciales de la ecuación de cantidad de movimiento a medida que el número de Froude tiende a 1 [11]. El método queda definido mediante dos variables, las cuales son el umbral del número de Froude, cuyo valor debe estar entre 1 y 2, y el exponente de la ecuación, que se encuentra entre 1 y 128. Hec-RAS por defecto asigna 1 y 10, respectivamente. Sin embargo, estos valores pueden ser modificados por el usuario si con ello no se garantiza la estabilidad numérica, mientras menor sea el valor



(A)

(B)

Figura 10: (A) Cálculo interrumpido de una simulación de flujo no permanente presenta inestabilidad. (B) Cálculo completado y estable de una simulación de flujo no permanente. Fuente Propia.

del umbral y del exponente, mayor será la estabilidad del modelo, pero, disminuye la precisión del mismo. Para la simulación del caso de estudio, la estabilidad se logró con un valor de 1 para el umbral y de 12 para el exponente (ver Figura 9). En la figura 10A se puede observar un caso donde la corrida fue inestable y en la Figura 10(B) donde la corrida resultó estable.

6. Análisis y discusión de resultados

Luego de haber realizado las corridas para la modelación del puente sobre la quebrada Atarigua, bajo los regímenes de flujo Permanente y No Permanente, se pudieron observar los siguiente resultados.

6.1. Flujo Permanente

La simulación de la Quebrada Atarigua bajo el análisis de flujo permanente arrojó un comportamiento del flujo con continuas transiciones y muy cercano a la profundidad crítica. Este tipo de flujo es muy inestable tanto físicamente (ondulaciones en el perfil superficial del flujo), como en el modelo numérico, de allí la necesidad que hubo de disminuir el espaciamiento de las secciones. Como puede verificarse en la Figura 11, se tiene la formación de cuatro resaltos hidráulicos en el

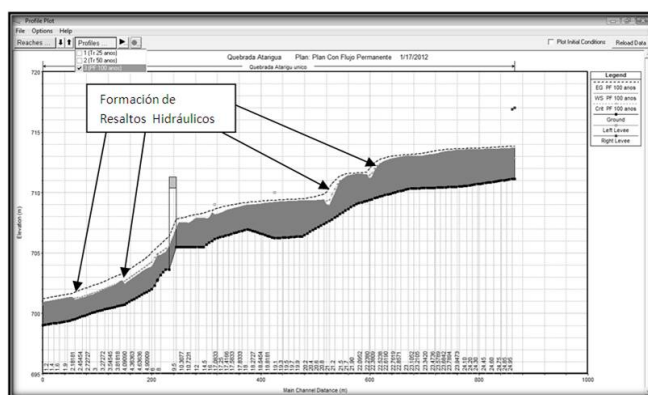


Figura 11: Perfil Longitudinal de la Quebrada Atarigua para un periodo de retorno de 100 años. Análisis del Flujo permanente. Fuente Propia.

tramo estudiado. Este comportamiento es muy similar para los tres periodos de retornos (25, 50, 100 años). Al visualizar el comportamiento del flujo bajo el puente sobre la Quebrada Atarigua y de las secciones adyacentes tanto aguas arriba como aguas abajo, se comprobó que el mismo influye sobre el libre escurrimiento del agua (punto de Control), produciendo un pequeño remanso, esto se puede evidenciar observando que, para aguas arriba del puente, el flujo es subcrítico.

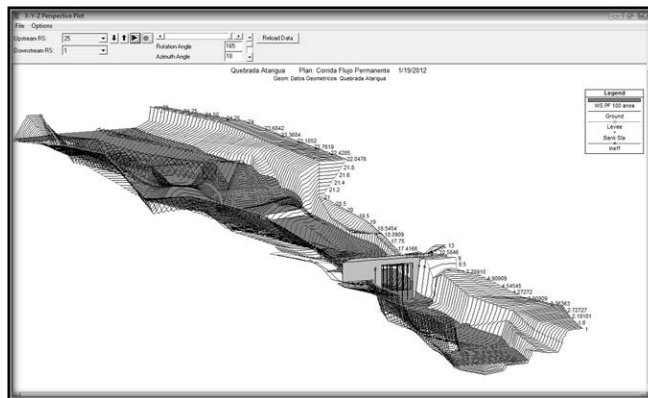


Figura 12: Perspectiva de la Quebrada Atarigua en 3D para un Tr 100 años. Simulación de flujo permanente. Fuente Propia.

Cabe destacar que tanto las secciones transversales representativas de la Quebrada Atarigua, como el puente sobre ésta, poseen la capacidad para transitar el flujo (caudal pico) sin presentar problemas de inundaciones (ver Figura 12). De

todas las secciones en estudio, la que mostró la máxima elevación de la superficie de agua fue la Sección 24 (ubicada a 523.54 m de la cara aguas arriba del puente), en los diferentes períodos de retorno: Tr de 25 años, con una elevación de 2.67 m, Tr de 50 años, con elevación de 2.87 m y Tr de 100 años con una elevación de 3.05 m.

Los valores de velocidad más elevados fueron observados en los puntos aguas arriba donde se producen los resaltos hidráulicos y en el tramo aguas abajo del puente donde el flujo es supercrítico. El valor más alto de velocidad encontrado fue de 4.62 m/s, en la Sección 21 (ubicada a 280.61 m de la cara aguas arriba del puente), para un Tr de 25 años, 4.70 m/s para un Tr de 50 años y de 4.83 m/s para un periodo de retorno de 100 años.

6.2. Flujo no permanente

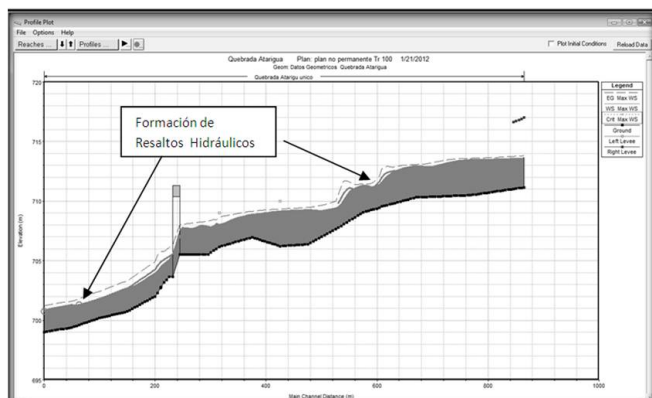


Figura 13: Perfil Longitudinal de la Quebrada Atarigua Para un periodo de retorno de 100 años. Análisis del Flujo no permanente. Fuente Propia.

Los niveles del agua van aumentando conforme aumenta el hidrograma de caudales de entrada con un pequeño retardo, y disminuyen los niveles, en el descenso del mismo. Para los niveles máximos alcanzados se observa un comportamiento hidráulico muy similar al resultado obtenido para flujo permanente. Esto corroboró el hecho de que el flujo que transita sobre la Quebrada es inestable, con cambios de régimen por estar muy cercano al flujo crítico. En la Figura 13 se observa el perfil longitudinal obtenido (máximos niveles) para un período de retorno de 100 años.

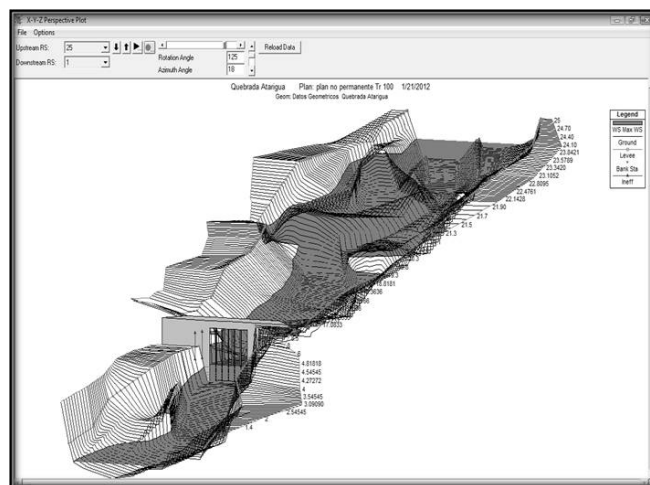


Figura 14: Perspectiva de la Quebrada Atarigua en 3D Para un Tr 100 años. Simulación de flujo No Permanente. Fuente Propia.

Al igual que en el flujo permanente, las secciones de la Quebrada Atarigua, como el puente sobre esta, poseen la capacidad para transitar el hidrograma del flujo sin presentar ningún problema (ver Figura 14). La máxima elevación de la superficie de agua fue de 2.62 m, en la Sección 24, para un Tr de 25 años, 2.83 m para un Tr de 50 años y de 3.01 m para un Tr 100 años, el cual es similar al resultado obtenido para el escenario anterior. Sin embargo, bajo este enfoque de modelación, el valor más alto de velocidad encontrado se posiciona en la sección 7 (ubicada a 21.90 m de la cara aguas abajo del puente) con 4.97 m/s para un Tr de 25 años, 5.3 m/s para un Tr de 50 años y 5.48 m/s para un periodo de retorno de 100 años.

7. Conclusiones

La modelación en Hec-RAS de flujos mixtos requieren un espaciamiento de las secciones transversales bastante reducido para los dos tipos de flujos (Permanente y No Permanente) a fin de lograr una estabilidad numérica y eliminar la presencia de errores durante la corrida. En la quebrada en estudio la máxima separación entre secciones requerida fue de 5 m.

Bajo el análisis del flujo permanente, la simulación de la Quebrada Atarigua arrojó un

comportamiento hidráulico con un flujo cercano al crítico, debido a que se producen transiciones constantes entre los dos regímenes de flujo.

Desde el punto de vista de diseño, el flujo permanente presentó condiciones más desfavorables en cuanto a profundidades del flujo a lo largo del cauce, ya que se observaron las elevaciones de agua mas elevadas con respecto al análisis para flujo no permanente. Sin embargo, para la determinación de profundidades de socavación general y local resulta del lado de la seguridad emplear, los resultados obtenidos para flujo no permanente dado que bajo este enfoque se obtuvieron velocidades mayores.

La simulación de la Quebrada Atarigua bajo el análisis del flujo no permanente arrojó un comportamiento donde el perfil del agua se aproximó a un régimen de flujo crítico similar al resultado obtenido para flujo permanente.

Bajo las dos condiciones de flujo (permanente y no permanente), las secciones transversales representativas de la Quebrada Atarigua, como el puente sobre está, poseen la capacidad para transitar el flujo sin riesgo de desbordamientos.

Los mayores riesgos de socavación según el modelo se pudieran presentar aguas abajo del puente ya que en esta zona el flujo presenta altas velocidades, de allí la importancia de la estructura disipadora de energía que se encuentra aguas abajo del mismo que fue visualizada en la inspección realizada al puente, en el cual se pudo verificar que el mismo se encontraba en buen estado.

Se recomienda complementar este estudio, con el análisis de socavación local y por contracción del puente a fin de comparar estos resultados con los planos estructurales del mismo.

Referencias

[1] SHYQ. Cálculo de niveles y estudio de socavación en los pases de quebrada de la aducción proveniente del embalse yacambú. Informe técnico, Sistema Hidráulico Yacambú-Quibor, 2010.

[2] Pilar García, Brufau, Pilar, Murillo, Javier y Zorraquino, Carlos. Estudio hidráulico del riesgo de inundación en el meandro de ranillas: modelos de simulación numérica. *Ingeniería del Agua*, 10(2):115–124, 2003.

[3] Valentina Estrada y Rafael Pacheco. Modelación hidráulica con hec-hms en cuencas montañosas de la región oriental de cuba. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 33(1):94–105, 2012.

[4] Vide, Juan Pedro Martín, Querol, Susana López, Moreta, Pedro Martín, Grande, Gonzalo Simarro y Ferrández, Gerardo Benito. Uso de modelos uni- y bidimensionales en llanuras de inundación. aplicación al caso del río tajo en talavera de la reina. *Ingeniería del agua*, 10(1):49–58, 2003.

[5] Rocha Felices Arturo. *Introducción a la Hidráulica de las Obras Viales*, volume 44. Instituto de la Construcción y Gerencia, PT, Lima, 2010.

[6] USACE. Hec-hms user's manual version 3.5. Technical report, US Army Corps of Engineers, 2010.

[7] Chow, Ven Te, Maidment, David R y Mays, Larry W. *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill Interamericana, SA Colombia, 1994.

[8] Juan Coordinador Bolinaga. *Drenaje urbano*. INOS, Caracas, 1979.

[9] Chow Ven Te. *Hidráulica en Canales Abiertos*. Editorial McGraw-Hill, Colombia, 2004.

[10] Juan Chacón. Análisis de flujo gradualmente variado no permanente y transporte de sedimentos con el modelo hec-ras. Trabajo de grado, Escuela Politécnica Nacional Facultad de Ingeniería Civil y Ambiente. Ecuador, 2010.

[11] USACE. Hec-ras user's manual version 3.5. Technical report, US Army Corps of Engineers, 2010.