

Evaluación hidráulica de un puente sobre una quebrada con régimen mixto y lecho móvil

Ing. María de los Ángeles Perozo
Decanato de Ing. Civil, UCLA, Venezuela
e-mail: marialdelosangelesperozo@gmail.com

MSc. Ing. Jean Carlos Rincón Ortiz
Departamento de Ingeniería Hidráulica y Sanitaria, Decanato de Ing. Civil, UCLA, Venezuela.
e-mail: jcrincon@ucla.edu.ve

RESUMEN

Este trabajo se centra en la evaluación hidráulica del puente sobre la quebrada Atarigua en el cruce con la troncal 7 del estado Lara, que se caracteriza por presentar régimen mixto. Dicho análisis se realizó considerando el lecho móvil, con el fin de evaluar el puente desde un contexto más amplio y real. 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 del puente. Se pudo concluir de acuerdo con los resultados del modelo que la quebrada presenta procesos tanto de agradación como de degradación del cauce. El tramo del río con mayor erosión se obtuvo inmediatamente aguas abajo del puente, situación que está controlada por la estructura disipadora de energía existente.

Palabras clave: evaluación hidráulica, modelo, puente, sedimento.

Hydraulic evaluation of a bridge over a river with mixed flow and live bed

ABSTRACT

This work presents the hydraulic evaluation of the bridge over the creek Atarigua at the junction with the trunk 7 of Lara state, which is characterized by mixed flow. This analysis was performed considering live bed, in order to evaluate the bridge from a broader and more real context. Two mathematical models were used, the HEC - HMS for hydrologic analysis of the watershed contributing to the study site and the HEC-RAS for hydraulic analysis of the bridge. It was concluded according to the results of the model that the creek presents aggradation and degradation of the channel. The reach of the river with more erosion was obtained immediately downstream of the bridge. This is controlled by the existing energy-dissipating structure.

Keywords: hydraulic evaluation, model, bridge, sediment.

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 (Rocha 2010).

La mayoría de los estudios hidráulicos de puentes se realizan suponiendo que el fondo permanece constante durante el evento, situación que pudiese ser lógica si se tienen ríos estables, y el estudio se concentraría en la socavación local, sin embargo, en los ríos que son altamente dinámicos (régimen mixto), se evidencian no solo cambios en la superficie del agua sino también en el fondo del cauce en una gran extensión del río, razón por la cual el fenómeno es más complejo (Restrepo et al. 2007).

Así pues, por la complejidad del proceso y el avance de la tecnología se han desarrollado modelos matemáticos que permiten predecir de una manera más sistemática el comportamiento real de un río (flujo y sedimentos) y su interacción con el puente ante la presencia de avenidas (García et al. 2003). Uno de ellos es el software HEC-RAS, modelo unidimensional y de carácter gratuito desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos, el cual será empleado en este estudio (USACE 2010a).

Por otra parte, Rocha (2010) indica que prácticamente la mayoría de las fallas ocurridas en puentes se han producido por problemas hidráulico-fluviales y no por problemas estructurales, de allí la importancia de su estudio en un contexto más amplio y real. El caso de estudio propuesto en este trabajo se ubica en la quebrada Atarigua, a la altura del puente localizado sobre la Troncal 7, Municipio Jiménez, Estado Lara, Venezuela, quebrada caracterizada por presentar régimen mixto según Perozo y Brett (2012), quienes evaluaron el comportamiento hidráulico de la quebrada para flujo permanente y fondo fijo. Es así que este trabajo tiene como objetivo principal analizar el problema hidráulico en dicho puente desde la perspectiva de fondo móvil y hacer reflexiones sobre el comportamiento del río y su interacción con el mismo.

METODOLOGÍA

Descripción de la quebrada Atarigua

La quebrada Atarigua, también conocida con el nombre de quebrada Acarigua, es una quebrada (qda) intermitente, la cual recibe su afluencia 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 con 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.

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:1095997,59 m, E:432969,61 m, sobre la Troncal 7. El puente permite mayor fluidez para el tránsito 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 m y un ancho de calzada de 13 m, 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).



Figura 1. Puente sobre la quebrada Atarigua (fuente propia)

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 se ubican aguas arriba del puente en estudio y la longitud restante en dirección aguas abajo del mismo. Las secciones transversales fueron levantadas cada 35 m. De acuerdo con la inspección visual realizada en la zona bajo estudio, se pudo constatar en cuanto al cauce que está 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 que existe principalmente en 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 sí de acumulación de escombros (ver figura 2).



Figura 2. Obra de protección aguas abajo del puente (fuente propia)

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 1:100000 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 (Cubiro, Sanare y Quibor), por lo tanto se utilizó 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 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 de dichas estaciones, facilitados por el Ministerio del Poder Popular para el Ambiente (MINAMB 2012). (ver tabla 1)

Tabla 1. Estaciones seleccionadas para la estimación de las precipitaciones medias anuales de la cuenca de la quebrada Atarigua [fuente: MINAMB(2012)]

ESTACIÓN	Este	Norte	Precipitación (mm)		
			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

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 de 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) a partir de los datos de precipitaciones máximas suministrados de igual manera por el MINAMB, para posteriormente elaborar los hietogramas de precipitación afectados por el factor de reducción por área (ver figura 3).

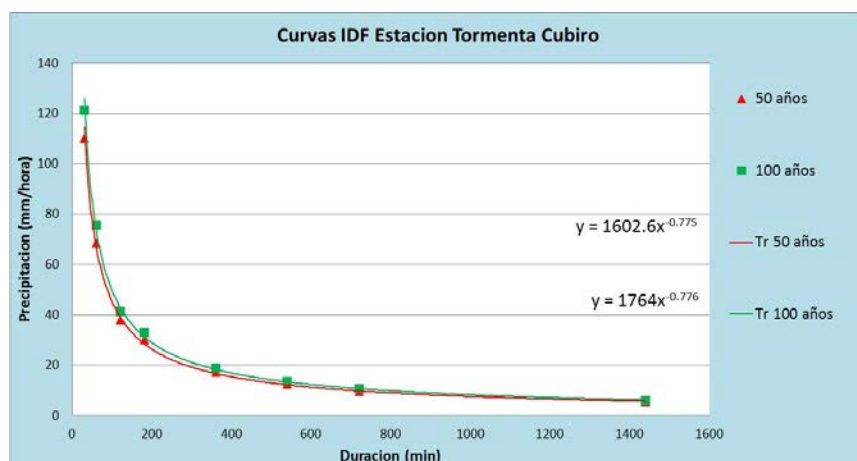


Figura 3. Representación gráfica de la curva de intensidad-duración-frecuencia de la estación tormenta Cubiro (fuente propia)

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 estimó el tiempo de concentración (T_c) de la cuenca, utilizando la ecuación de Kirpich, la cual es:

$$T_c = 0.0195 * L^{1,155} * H^{-0,385} \quad (1)$$

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 que se aproximó a 4 horas.

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 a partir de los datos físicos de la cuenca, datos de precipitación, entre otros (USACE 2010b). 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 Tigra, 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 las zonas húmedas o grupos AMC (I, II, III), situándose en el grupo IIa 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 con las características del suelo se consideró un CN ponderado de 70 para todas las subcuencas (Chow et al. 1994). 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 (Chow et al. 1994). Se elaboraron los hietogramas asociados a 50 y 100 años de período de retorno, utilizando el Método de los Bloques Alternos (ver tabla 2) (Chow et al. 1994). Para el diseño o

análisis de puentes, se pueden justificar períodos de retorno entre 25 y 100 años en función de la importancia de la estructura y el grado de seguridad deseado (Bolinaga 1979).

Tabla 2. Hietogramas de precipitación obtenidos [fuente: propia]

Duración (horas)	P (mm) Tr=50 años	P (mm) Tr=100 años
0,5	2,64	2,87
1	3,51	3,83
1,5	5,58	6,08
2	49,95	54,79
2,5	8,43	9,20
3	4,28	4,66
3,5	3,00	3,27
4	2,36	2,57

En definitiva del modelo se obtuvo, hasta el sitio de puente y para los hietogramas generados, los hidrogramas de caudales con un caudal pico de $147,4 \text{ m}^3/\text{s}$ y un volumen total de producción de la cuenca de $2054,8 \times 10^3 \text{ m}^3$ para un $\text{Tr} = 50$ años; y para un $\text{Tr} = 100$ años, se tiene un caudal pico de $180,5 \text{ m}^3/\text{s}$ con un volumen total de producción de la cuenca de $2511,1 \times 10^3 \text{ m}^3$ (ver figura 4).

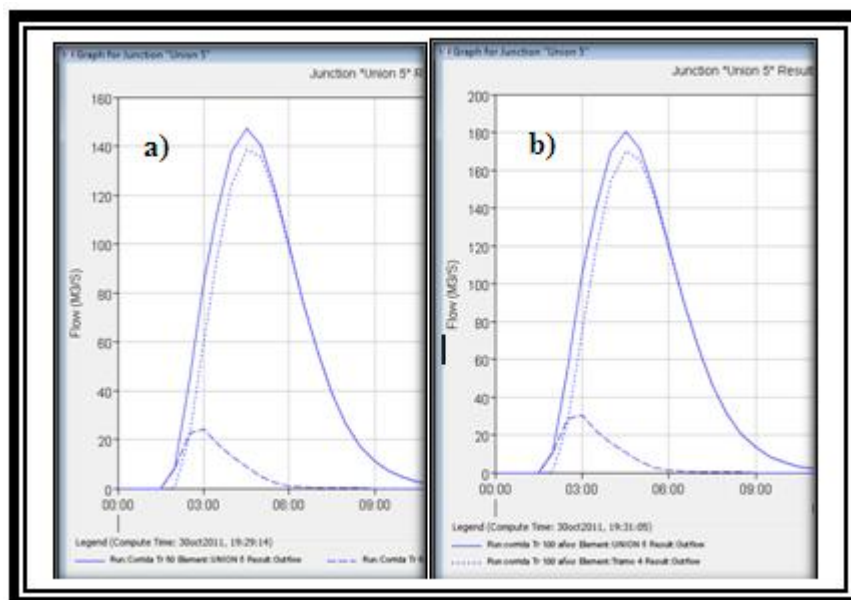


Figura 4. Hidrograma producido por la cuenca hasta el sitio de puente para a) $\text{Tr}=50$ años y b) $\text{Tr}=100$ años obtenido en HEC-HMS (fuente propia)

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 calibración. Dicha estimación fue hecha a través del método de Cowan (Chow 2004), 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 (Chacón y Pazmiño 2010).

- *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.
- *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 cada 5 m), a fin de garantizar la estabilidad numérica del modelo. Los datos más 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 expansión y contracción, el coeficiente de rugosidad de Manning y, en caso de existir, las áreas de flujo inefectivas (ver figura 5). El puente quedó definido de acuerdo con la nomenclatura empleada en el software, entre las secciones 9 y 10 (ver figura 6). Los datos más 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.

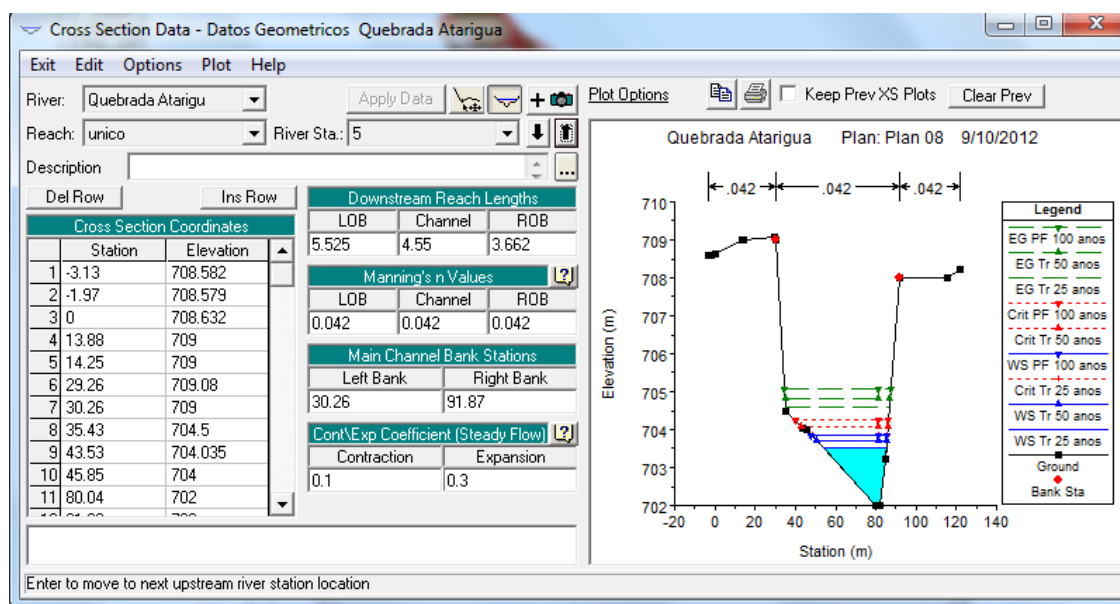


Figura 5. Editor de secciones transversales en HEC-RAS (fuente propia)

- *Archivo de datos del flujo cuasi no permanente:* En este archivo se introducen las condiciones de borde para la simulación del flujo líquido. La modelación de un río con fondo móvil implica la solución simultánea de las ecuaciones Saint-Venant y la ecuación de continuidad del sedimento, lo que se convierte en un problema numérico más difícil de resolver, es por ello que HEC-RAS implementa una metodología simplificada bajo la cual supone que el hidrograma de caudal líquido puede ser aproximado a una serie de flujos permanentes con sus respectivas duraciones. Cada intervalo de flujo permanente se fijó en 30

minutos. Se seleccionó como condición de borde aguas arriba la opción “Flow Series”, en la cual se introdujo el hidrograma discretizado y como condición de borde aguas abajo se seleccionó la opción “Normal Depth”, además la metodología requiere fijar un hidrograma de temperatura del agua durante el evento, se estableció un temperatura constante del agua de 25 grados centígrados durante el evento que es la temperatura promedio del agua en la zona. En la figura 7 se muestra una secuencia de los pasos aquí descritos para un período de retorno de 50 años. Para el siguiente período de retorno se aplica la misma metodología.

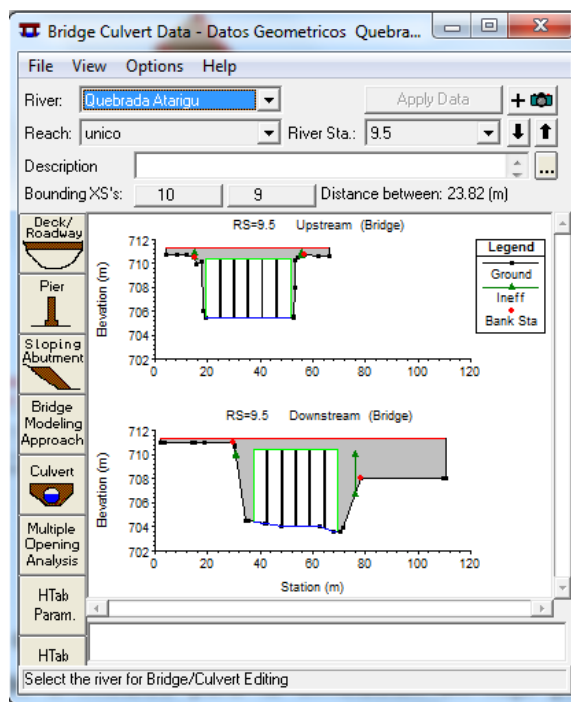


Figura 6. Editor de datos del puente en HEC-RAS (fuente propia)

- *Archivo de datos del sedimento:* En este archivo se introducen los parámetros de transporte del sedimento y las condiciones iniciales. Se seleccionó como método para el transporte de sedimentos las ecuaciones propuestas por Engelund y Hansen, Meyer-Peter y Müller, y Ackers y White. Para el cálculo del espesor del lecho móvil y del seguimiento vertical del fondo se empleó el método de “Exner 5”, ya que el otro método incorporado en HEC-RAS (Capa activa) solo es aplicable para fondos de gravas. Para el cálculo de la velocidad de caída se empleó el método de Toffaleti. Finalmente en cuanto a los parámetros de transporte se introdujo la curva granulométrica representativa de los sedimentos y la profundidad máxima de erosión, la cual se dejó sin límite por no tener presencia de roca a pocos metros de profundidad. Como condición de borde para el sedimento se fijó una carga de equilibrio aguas arriba, que no es más que la capacidad de transporte de la primera sección aguas arriba.
- *Archivo para corrida del modelo:* En este archivo se seleccionó principalmente los nombres de los archivos que contienen los datos geométricos del modelo, los datos para flujo cuasi no permanente y los datos del sedimento. También fue necesario fijar la fecha y hora de inicio y finalización del análisis, los cuales deben corresponderse con la duración del hidrograma de caudales discretizado introducido. En la figura 8 se muestra el editor del archivo de corrida para este escenario del flujo.

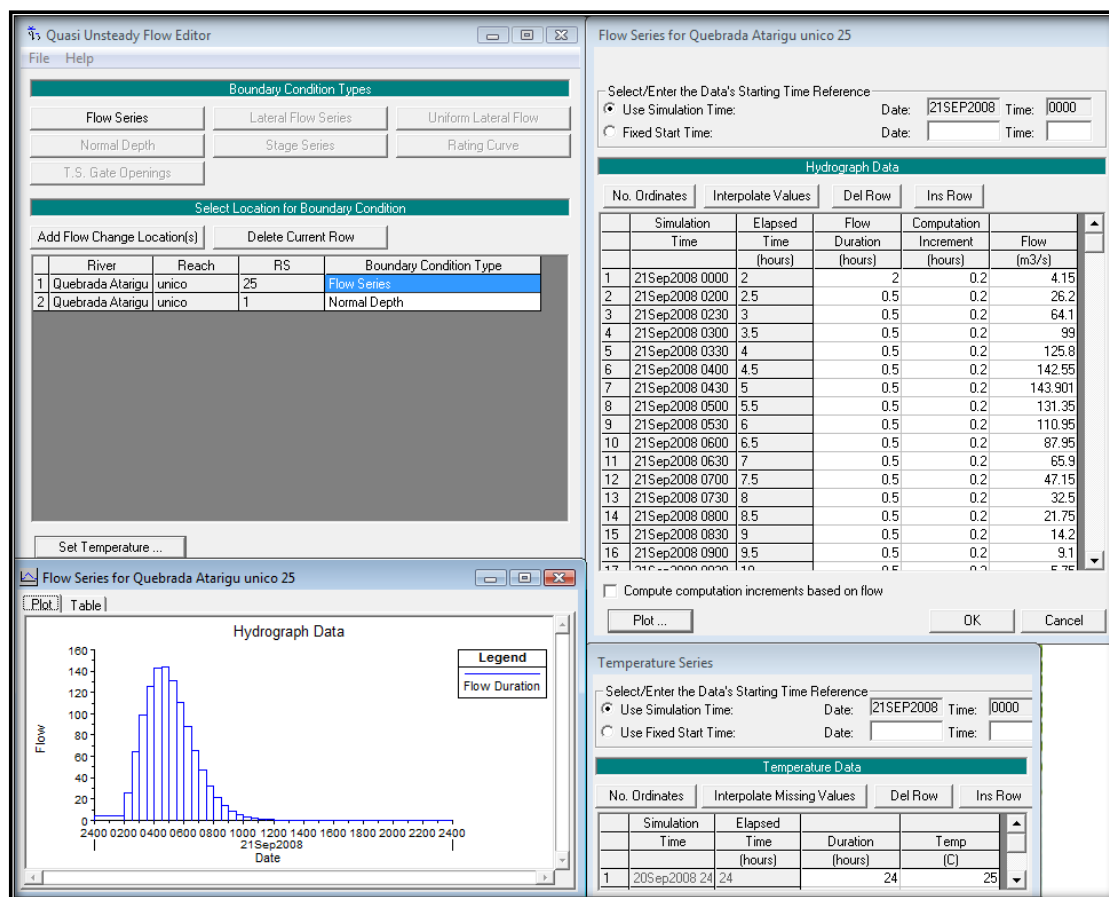


Figura 7. Definición de las condiciones de borde para flujo cuasi-no permanente correspondiente para un $T_r = 50$ años (fuente propia)

RESULTADOS

Se analizaron 3 casos, cada uno correspondiendo a una ecuación de transporte de sedimentos diferente y aplicable a la granulometría del fondo del cauce obtenida según muestreo realizado en el mismo, donde hay un predominio de arenas. En dichos casos no se tomó en cuenta la estructura de disipación encontrada en la inspección visual aguas abajo del puente a fin de evaluar el potencial erosivo en esa zona y analizar la importancia del mismo. A continuación se muestran los resultados obtenidos:

Caso 1: Método de transporte “Engelund-Hansen” para un T_r de 50 y 100 años

Para los períodos de retornos de 50 y 100 años se pueden observar procesos de erosión y sedimentación durante el evento. En la figura 9 se evidencia de manera global las zonas mas sensibles a procesos de agradación y degradación para 100 años de período de retorno. Las profundidades máximas de erosión alcanzan valores de 0,99 m para 50 años de período de retorno y 1,10 m para 100 años de período de retorno, las mismas se ubican a 31,50 m aguas abajo del puente (ver tabla 3). De igual manera se puede visualizar que aguas arriba del puente se producen en el fondo del cauce procesos tanto erosivos como de agradación, producto de los cambios continuos en el régimen del flujo que altera, a su vez, la capacidad de transporte de sedimentos del río. Por su parte, aguas abajo del puente se presenta únicamente erosión debido a que el puente actúa como control del flujo, y régimen netamente supercrítico.

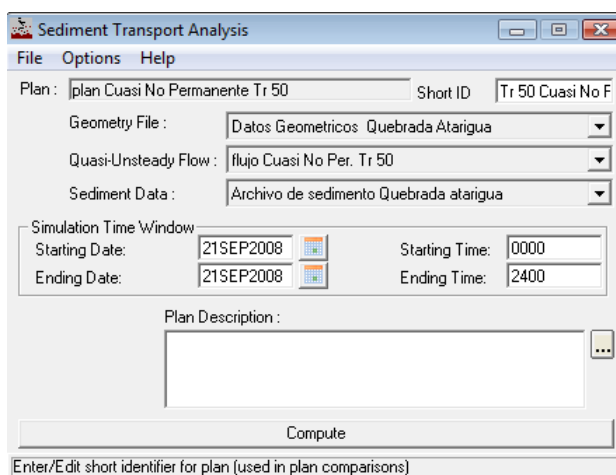


Figura 8. Configuración para el análisis del flujo cuasi-no permanente correspondiente para un $Tr = 50$ años (fuente propia)

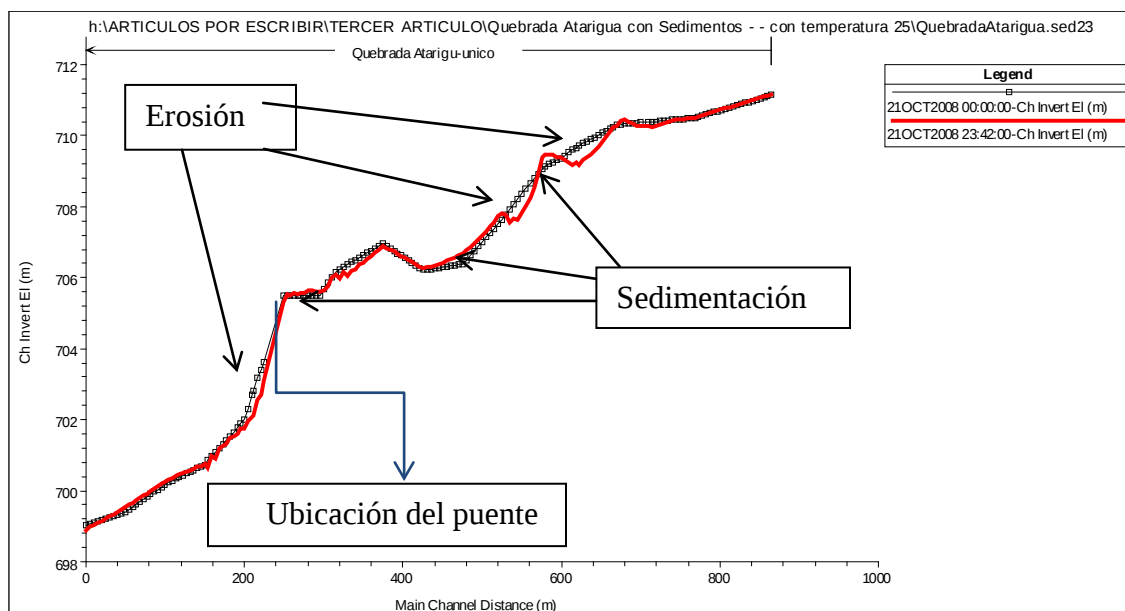


Figura 9. Perfil del lecho del río obtenido empleando como ecuación de transporte “Engelund-Hansen” para un Tr de 100 años sin considerar la obra de protección (fuente propia)

Caso 2: Método de transporte “Ackers-White” para un Tr de 50 y 100 años

Los resultados obtenidos por este método evidencia solamente una erosión significativa aguas abajo de la localización del puente, con valores máximos de 1 m y 1,05 m de profundidad de socavación para el evento modelado para 50 y 100 años de período de retorno, específicamente a 6,6 m del puente, de resto el tramo de estudio se mantiene prácticamente estable, con procesos de agradación y degradación menores a 5 cm (ver figura 10). Con estos resultados (caso 1 y caso 2) queda demostrada la importancia y el papel que cumple la estructura disipadora de energía encontrada durante la inspección aguas abajo del puente.

Tabla 3. Resultados empleando como ecuación de transporte “Engelund-Hansen” para un Tr de 50 años y 100 años [fuente: propia]

Tramo de sección estudiada (m)	Tr=50 años			Tr=100 años		
	Tipo de cambio en el lecho	Valor del cambio del lecho (m)	Sec ción	Tipo de cambio en el lecho	Valor del cambio del lecho (m)	Sec ción
416,50-350,30 (Ag arriba Puente)	Erosión	0,68	22,5714	Erosión	0,73	22,5238
350,30-321,50 (Ag arriba Puente)	Sedimentación	0,41	22	Sedimentación	0,38	22
321,50-281,50 (Ag arriba Puente)	Erosión	0,76	21,4	Erosión	0,77	21,4
281,50-126,50 (Ag arriba Puente)	Sedimentación	0,36	20	Sedimentación	0,39	20
126,5-46,50 (Ag arriba Puente)	Erosión	0,27	17,25	Erosión	0,26	17,25
46,50-0,00 (Ag arriba Puente)	Sedimentación	0,12	12,35	Sedimentación	0,12	12,35
0,00-121,75 (Ag abajo Puente)	Erosión	0,99	7,2901	Erosión	1,05	7,2901
121,75-262,40 (Ag abajo Puente)	Erosión	0,19	2	Sedimentación	0,19	2

Caso 3. Método de transporte “Meyer - Peter - Muller” para un Tr de 50 y 100 años

La ecuación de transporte de Meyer-Peter y Muller no produjo cambios significativos en el lecho para los hidrogramas asociados a 50 y 100 años de período de retorno como se evidencia en la figura 11. Estos resultados resultan muy lógicos ya que esta ecuación resulta mayormente exitosa en el rango de las gravas, además tiende a subestimar el transporte de materiales finos (Chacón y Pazmiño 2010). Según la curva granulométrica característica del río, predominan principalmente las arenas finas.

Análisis hidráulico de la quebrada Atarigua

En cuanto al comportamiento hidráulico de la quebrada se pueden evidenciar, en los tres casos, regímenes del flujo subcrítico (número de Froude menor que 1) y supercrítico (número de Froude mayor que 1) tanto aguas arriba como aguas abajo del puente (ver figura 12). La máxima elevación de agua que se presentó en este análisis, fue de 3,10 m para la ecuación de transporte de Engelund-Hansen, de 2,91 m para la de Ackers-White y 2,97 m para Meyer-Peter y Müller, todas ubicadas a 180 m aguas arriba del puente. De igual manera es importante resaltar que todo el tramo de la quebrada analizado presentó capacidad suficiente para transitar el caudal asociado a 100 años de período de retorno sin producir desbordamientos sobre las planicies.

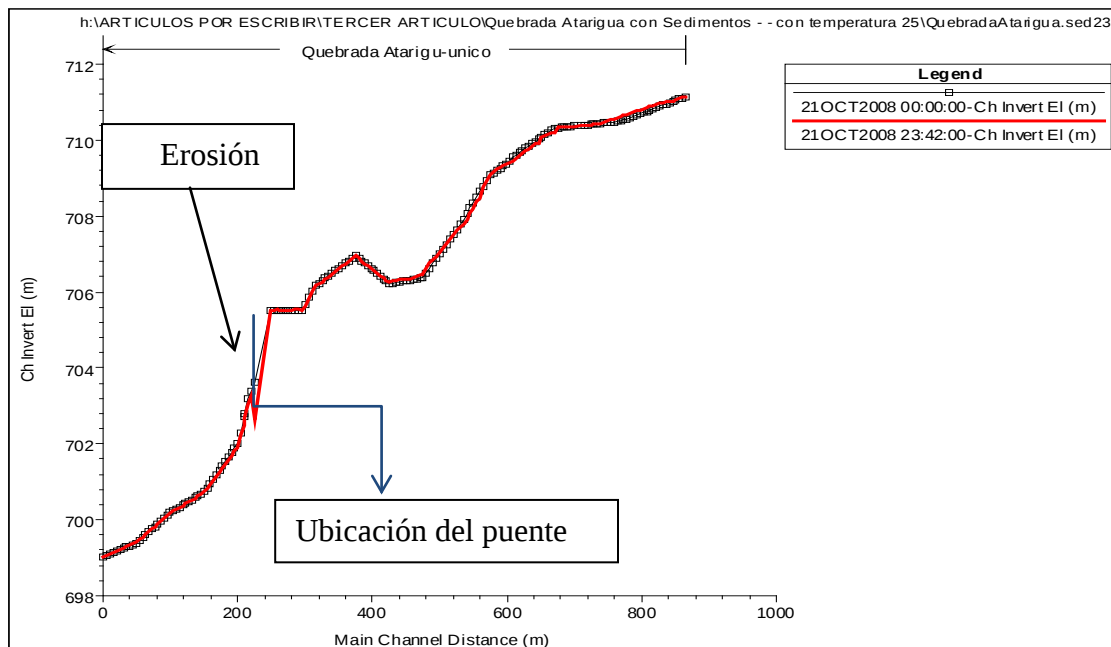


Figura 10. Perfil longitudinal obtenido empleando como ecuación de transporte “Ackers-White” para un Tr de 100 años sin considerar la obra de protección (fuente propia)

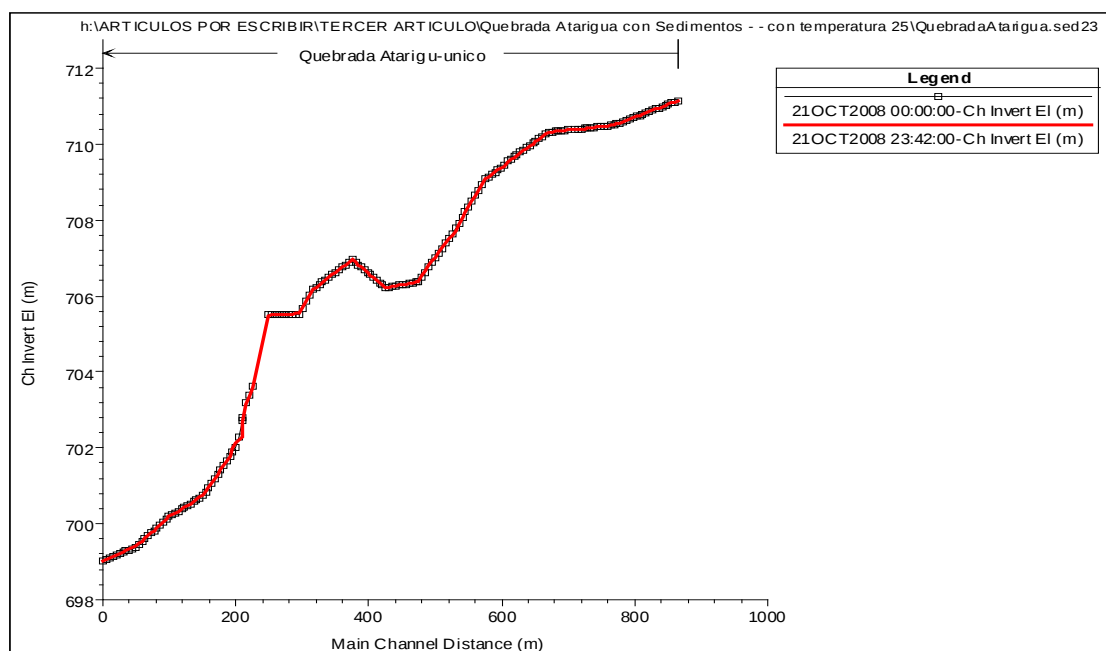


Figura 11. Perfil longitudinal obtenido empleando como ecuación de transporte “Meyer Peter and Müller” para un Tr de 100 años sin considerar la obra de protección (fuente propia)

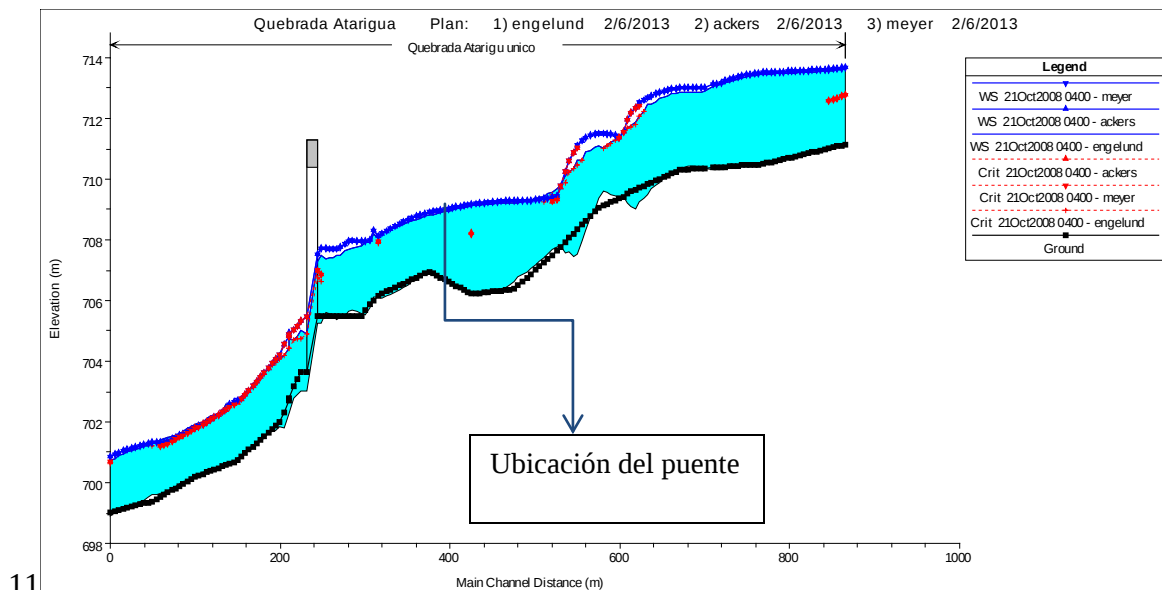


Figura 12. Perfil longitudinal para el máximo caudal y Tr 100 años simulados bajo los tres casos expuestos (fuente propia)

Las velocidades medias del flujo oscilan entre 1,12 m/s y 3,57 m/s. El tramo donde se producen las mayores velocidades es aguas abajo del puente, por consiguiente, las zonas susceptibles a erosión como quedó verificado en el modelo de fondo móvil es en esta zona y que a su vez queda contralada en las inmediaciones aguas abajo del puente con la estructura de dissipadora de energía (ver figura 13).

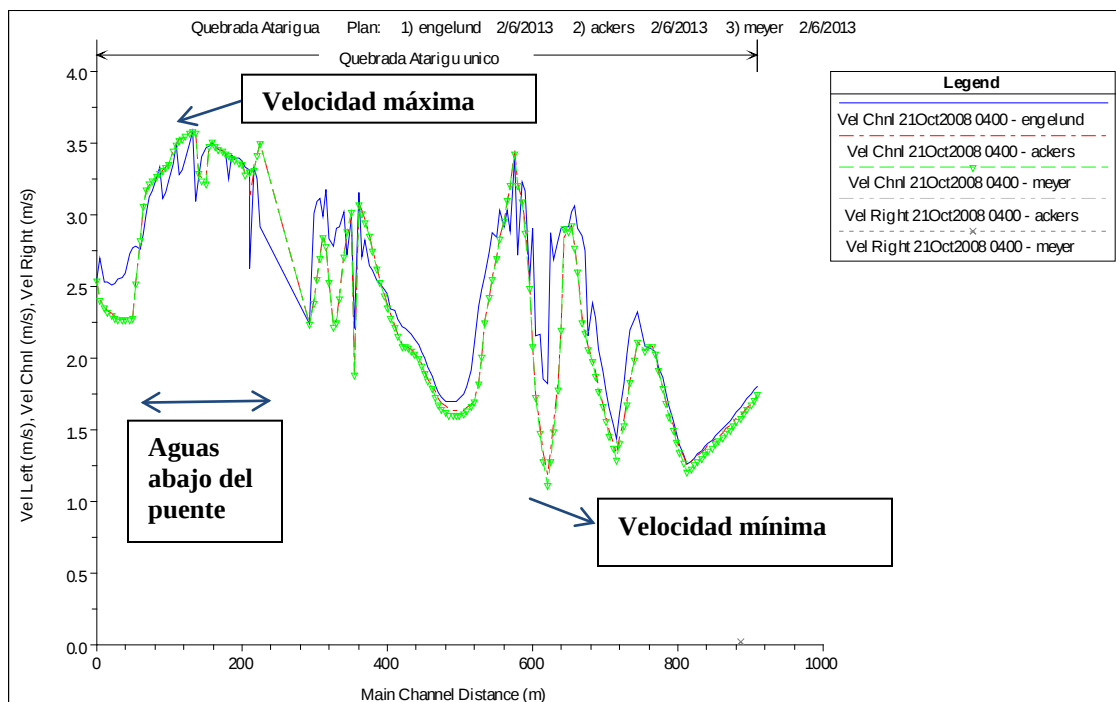


Figura 13. Variación de la velocidad en el tramo en estudio para el máximo caudal y Tr 100 años simulados bajo los tres casos expuestos (fuente propia)

CONCLUSIONES

- Desde el punto de vista metodológico, con este trabajo se presenta un modo sistemático para realizar evaluación hidráulica de puentes considerando la movilidad del lecho del cauce, con el empleo de los modelos matemáticos gratuitos HEC-HMS y HEC-RAS.
- La evaluación hidráulica de puentes incorporando el componente de movilidad del sedimento, proporciona resultados que se aproximan mejor a la realidad. Por otra parte permite determinar los tramos del río que son sensibles a erosión y que pudiesen poner en riesgo la estructura hidráulica analizada, más aún cuando los ríos son de régimen mixto. En el caso particular analizado se determinó la importancia que tiene la estructura disipadora de energía ubicada aguas abajo del puente puesto que de los resultados obtenidos se concluyó que este era el lugar más sensible a degradación del fondo del cauce.
- En ríos con cambios constantes en el régimen del flujo, este tipo de análisis permitió determinar que en estas condiciones se pueden presentar procesos tanto de agradación como de degradación del cauce. Esta información resulta importante puesto que permite predecir los cambios morfológicos que pudiera tener un río ante la incorporación de una estructura hidráulica como este puente.
- En cuanto a la modelación matemática de flujos mixtos en HEC-RAS, se determinó que la topografía debe ser más detallada en comparación con ríos con flujos subcríticos, dado que se requiere un espaciamiento de las secciones transversales bastante reducido a fin de lograr la estabilidad numérica del modelo y eliminar la presencia de errores durante la corrida.
- En el análisis realizado, se observaron continuas oscilaciones en los valores de la velocidad media del flujo, lo que se presenta por la existencia de continuos cambios de régimen. Estas oscilaciones se manifiestan también en los procesos de agradación y degradación que se observan aguas arriba del puente para la ecuación de transporte de Engelund-Hansen. Entre tanto, para las ecuaciones de Ackers-White y Meyer-Peter y Müller, estos valores de velocidades no son suficientes para generar el movimiento de las partículas, puesto que el lecho permanece estable para los eventos estudiados.
- De los resultados del modelo se obtuvieron, como era de esperarse, cambios constantes en la hidráulica del río, al generarse continuos cambios en el régimen del flujo. Por otra parte, las secciones transversales representativas de la quebrada Atarigua, incluido el puente sobre ella, poseen la capacidad para transitar el flujo sin riesgo de desbordamientos para los períodos de retorno analizados.
- El método de Engelund-Hansen presentó valores de erosión y sedimentación más elevados que los métodos de Ackers-White y Meyer-Peter y Müller. Por ser el método que presenta los valores más críticos podrían ser considerados para el diseño de estructuras hidráulicas de protección sobre la quebrada Atarigua.
- 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.

RECONOCIMIENTO

Este trabajo es producto del proyecto de investigación titulado “Estudios hidráulicos en los principales drenajes transversales de la vía que comunica a las ciudades de Barquisimeto-Quibor, Estado Lara”, registrado en el Consejo de Desarrollo Científico, Humanístico y Tecnológico (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado (UCLA).

REFERENCIAS

- Bolinaga J.** (1979). “Drenaje urbano”, Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables. Caracas, Venezuela.
- Chacón J. y Pazmiño E.** (2010). “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, extraído de: <http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/1724/1/CD-2757.pdf> en julio 2012.
- Chow V.** (2004). “Hidráulica de canales abiertos”, Editorial McGraw-Hill, Colombia.
- Chow V., Maidment D. and Mays L.** (1994). “Hidrología Aplicada”, Editorial McGraw-Hill, Bogotá, Colombia.
- García P., Brufau P., Murillo J. y Zorraquino C.** (2003). “Estudio hidráulico del riesgo de inundación en el meandro de ranillas: modelos de simulación numérica”, Ingeniería del Agua, Vol. 10, pp. 115-125, Córdoba, España.
- MINAMB** (2012). “Datos mensuales de precipitación del estado Lara”. Dirección de Hidrología, Meteorología y Oceanología, Ministerio del Poder Popular para el Ambiente, Caracas, Venezuela, extraído de: <http://www.minamb.gob.ve/files/Precipitacion-mensual/Lara.pdf> en julio 2012.
- Perozo M. y Brett N.** (2012). “Análisis hidráulico del puente sobre la quebrada Atarigua ubicado en el municipio Jiménez del estado Lara bajo tres condiciones de flujo utilizando el modelo HEC-RAS”. Tesis de Pregrado, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela.
- Restrepo I., Sánchez L., Galvis A., Rojas J. y Sanabria I.** (2007). “Avances en investigación y desarrollo en agua y saneamiento para el cumplimiento de las metas del milenio”. Universidad del Valle, Santiago de Cali.
- Rocha A.** (2010). “Introducción a la hidráulica de las obras viales”. Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima, Perú, extraído de: <http://apiperu.com/Articulos/pilares.pdf> en julio 2012.
- USACE** (2010a). “HEC-RAS User’s Manual, Version 4.1”, US Army Corps of Engineers, Davis, California, USA.
- USACE** (2010b). “HEC-HMS User’s Manual, Version 3.5”, US Army Corps of Engineers, Davis, California, USA.