

Tránsito de avenidas en vasos: ¿hidrológico o hidráulico?

Flood routing on a reservoir: Hydrologic or hydraulic?

Juan Antonio Hernández-Andrade¹

Sergio Ignacio Martínez-Martínez²

¹Universidad Autónoma de Aguascalientes, Aguascalientes, México, ing.c._hernandez@outlook.es

²Universidad Autónoma de Aguascalientes, Aguascalientes, México, simartin@correo.uaa.mx

Autor para correspondencia: Juan Antonio Hernández Andrade, ing.c._hernandez@outlook.es

Resumen

El estudio del tránsito de avenidas en un vaso es un tema de sumo interés para el ingeniero civil, pues se debe conocer la eficacia de la obra hidráulica para el fin que fue construida. Además, es necesario saber si el diseño de la cortina y de su obra de excedencias son los adecuados al momento de ocurrir una avenida atípica que pueda ocasionar rupturas o colapsos de la presa, y, por tanto, pérdidas humanas y económicas. Así, el ingeniero y el investigador emplearán modelos que conocen para resolver el tránsito de avenidas en el vaso, que requieren cierta cantidad de información y calidad, al igual que conocimientos del tema y de herramientas computacionales que faciliten el cálculo de este tipo de análisis. En este trabajo se exponen las bases teóricas y numéricas para realizar la simulación del paso de una avenida por un embalse, empleando un método hidrológico y un método hidráulico, además de resolver diversos casos de estudio, comparando los valores obtenidos por cada uno de ellos. Finalmente, se establecen las condiciones para las cuales un modelo hidrológico es adecuado o cuando un modelo hidráulico es necesario, así como las ventajas y desventajas que conlleva emplear cada uno de tales modelos.

Palabras clave: modelo hidrológico, modelo hidráulico, tránsito de avenidas, embalse, vaso.

Abstract

The study of flood routing in a reservoir is a subject of great interest for the civil engineer, because it is necessary to know the efficiency of the hydraulic work for the purpose that was built. In addition, it must be known that the design of the dam and its exceedance spillway are adequate at the time of an atypical avenue that may cause ruptures or collapses of the dam, leading to human and economic losses. Therefore, the engineer and the researcher will use models they know to solve the passing of wave floods by the reservoir, which require a certain amount of information, with a certain quality, as well as knowledge of the subject and of computational tools that facilitate the calculation of this type of analysis. This work exposes the theoretical and numerical bases for simulating the passage of a flood wave through a reservoir, using a hydrological method and a hydraulic method, as well as solving various cases of study, comparing the values obtained by each of them. Finally, the conditions are established for when a hydrological model is appropriate or when a hydraulic model is necessary, as well as the advantages and disadvantages involved in using each of these models.

Keywords: Hydrologic model, hydraulic model, flood routing, reservoir, storage.

Recibido: 16/05/2018

Aceptado: 12/11/2018

Introducción

El tránsito de avenidas en un vaso es aquel procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida de una presa, dando un hidrograma de entrada. La modelación del tránsito de avenidas sobre vasos se realiza en todo el planeta. Debido a su alto grado de importancia se requiere un exhaustivo estudio antes de llevar a cabo el

proyecto civil de un embalse, debido a que a partir de este modelo se conoce la evolución de las elevaciones del agua en el embalse, la elevación máxima y la capacidad necesaria de la obra de excedencias; es de suma importancia para la operación efectiva de estructuras hidráulicas, en especial de aquellas destinadas a la generación de energía y control de avenidas, donde se requiere con frecuencia de pronósticos de avenidas y sequías (Aparicio-Mijares, 2009); el resultado final se expresa mediante hidrogramas. Un hidrograma es una la representación gráfica de la evolución del gasto (volumen por unidad de tiempo) que pasa de manera continua durante un tiempo determinado por cierta sección. El estudio del tránsito de avenidas en vasos se relaciona con el diseño y la operación de estructuras hidráulicas, abastecimiento de agua, irrigación, generación de energía hidroeléctrica, control de inundaciones y protección de la vida, entre otros.

De Wrachien y Mambretti (2001) mencionan que los modelos matemáticos que se emplean en la dinámica de fluidos y, por tanto, en ingeniería hidráulica, se pueden clasificar, a grandes rasgos, en modelos estocásticos y modelos determinísticos. Los modelos estocásticos se basan en el análisis de frecuencias de avenidas, es decir, en su probabilidad de excedencia o, equivalentemente, en su periodo de retorno. Los modelos determinísticos están basados en propiedades físicas de los elementos que tiene influencia en el fenómeno investigado, como son las características del embalse, la geometría del canal o el proceso de precipitación-escorrentía, entre otros, permitiendo predecir el cambio de magnitud, velocidad o forma de la onda de avenida, en función del tiempo en uno o más puntos a lo largo del cauce (ríos, estuarios, canales, embalses); este segundo modelo puede clasificarse a su vez como hidrológico, hidráulico o híbrido.

El modelo hidrológico consiste en un balance del caudal de entrada, caudal de salida y volumen almacenado, con base en la ecuación de continuidad. El análisis de los modelos hidráulicos se vuelve complejo debido que se considera el cambio de flujo, velocidad y profundidad a lo largo del cauce. Una estimación de dichas propiedades se obtiene al emplear las ecuaciones diferenciales del flujo superficial no permanente en una o dos dimensiones. En algunos casos, los análisis se pueden simplificar empleando solamente la ecuación de continuidad en una dimensión y el modelo de onda cinemática, dejando todo en función de la profundidad. Esta simplificación se podrá hacer en casos muy especiales, donde no se presenten pendientes muy bajas y los efectos de la superficie libre no puedan ser ignorados. Los modelos hidráulicos de tránsito de avenidas son útiles para determinar profundidades en

planos de inundación, alturas requeridas de puentes o diques, mapas de inundación de rupturas de presas, ondas de avenida transitorias creadas en embalse por cambios en compuertas o turbinas, y en el flujo no permanente en sistemas de alcantarillado pluvial. El flujo en todos estos casos se da en las tres dimensiones espaciales. Sin embargo, normalmente la variación espacial de las características del flujo puede ser aproximada con una sola dimensión espacial: la dirección a lo largo del canal, por lo que las ecuaciones de flujo no permanente en 1D son ampliamente usadas. En ocasiones no es factible realizar un modelo hidráulico debido a la información que requiere. Hicks (1996) encontró que el tránsito de avenidas hidráulico puede utilizarse con buenos resultados en tramos de canal en donde se dispone de pocos datos geométricos, modelando los tramos suponiendo que son canales de sección rectangular. A este tipo de modelos se les conoce como híbridos.

El objetivo principal de este trabajo es identificar las condiciones para el empleo de un método hidrológico o uno hidráulico que solucione el tránsito de avenidas en vasos, basándose en las condiciones topográficas e hidráulicas del embalse a estudiar, así como los requerimientos y ventajas de emplear cada uno de ellos.

Martínez-Martínez (2011), como otros autores, clasifica, de acuerdo con sus bases teóricas, a los métodos determinísticos de solución para el tránsito de avenidas en vasos (TAV), según se indica en la Figura 1.



Figura 1. Clasificación de los métodos para solucionar el tránsito de avenidas en vaso (TAV), adaptada de Martínez-Martínez (2011).

La diferencia entre un método hidrológico y uno hidráulico es que en el método hidrológico el flujo está en función del tiempo; mientras que en el método hidráulico, el flujo está en función tanto del tiempo como del espacio (Chow, Maidment, & Mays, 1988). En general, los métodos

hidrológicos emplean técnicas numéricas simplificadas, la conservación de la masa, la teoría del flujo permanente, y además requieren una relación entre la descarga y el almacenamiento; mientras que los métodos hidráulicos no necesitan esa relación, utilizan complejas soluciones numéricas de ecuaciones diferenciales y la teoría del flujo no permanente (Merkel & Moody, 2014).

Para el cálculo del paso de avenidas por vasos, cada analista utiliza el método que considera más conveniente para el caso que está estudiando, por ejemplo, Chow *et al.* (1988) emplean dos métodos: el método del embalse nivelado y el método de Runge-Kutta de tercer orden; mientras tanto, Aparicio-Mijares (2009) emplea el método de aproximaciones sucesivas y un método semigráfico, existiendo aún una amplia cantidad de métodos hidrológicos para la solución de este tipo de problemas.

Para el análisis hidráulico del flujo superficial de agua en una o dos dimensiones, por lo común se emplean las ecuaciones de Saint-Venant o ecuaciones de aguas someras (*shallow water*); este término se emplea para describir aquellos cuerpos de agua de poca profundidad con respecto a su longitud o extensión. Tales ecuaciones implican que el contorno tiene efecto sobre el flujo; por ejemplo, la variación de ondas que se producen en la superficie, la pérdida por fricción y la pendiente media del fondo, entre otros. Para lograr la solución de dichas ecuaciones se emplean métodos computacionales, como el método de elementos finitos, y diferencias finitas o volumen finito, entre otros.

El enfoque que se emplee para resolver el tránsito de una avenida dependerá de diversos factores, como la información que se tiene de la zona, experiencia en el uso de un *software*, tiempos de ejecución, formato de resultados (tablas, gráficas y/o animaciones), entre otros; lo cierto es que existe una diferencia entre los resultados de ambas modelaciones. Un ejemplo de lo anterior son Haktanir y Ozmen (1997), quienes al transitar avenidas en tres embalses alargados evaluaron los hidrogramas de salida de un modelo hidrológico contra un modelo hidráulico; el modelo hidrológico está basado en el método del embalse nivelado (*level-pool method*), mientras que el modelo hidráulico lo resolvieron utilizando el programa *DUFLOW*. Sus conclusiones principales consisten en la variación de hasta un 11% entre los gastos pico de los hidrogramas de salida de ambos enfoques, siendo el hidrológico siempre mayor al hidráulico.

Se han publicado trabajos en los que también se aplican un método hidrológico y un método hidráulico para determinar hidrogramas en

cuencas, como los siguientes dos trabajos. Jingyun (2015) evaluó las avenidas en la cuenca de Soap Creek en Iowa, EUA, debido a la alta frecuencia de inundaciones que azotan a las viviendas, áreas comerciales, industriales y públicas; empleó el programa *HEC-HMS* para desarrollar el método hidrológico y el programa *HEC-RAS* para desarrollar el método hidráulico, obteniendo los hidrogramas de salida de cuatro puntos de estudio de la cuenca, en donde se observa la diferencia que existe entre el empleo de un método comparado con otro. Otro caso semejante está dado por Rehman, Zollinger y Collings (2003), quienes plantearon dos casos de estudio hipotéticos, en donde variaron las características de la cuenca: forma y uso de suelo, empleando para el análisis del modelo hidrológico el programa *RAFTS* y el programa *SOBEK* para el análisis del modelo hidráulico; luego compararon los hidrogramas obtenidos con ambos métodos, encontrando que el método hidráulico reporta mejores resultados.

Materiales y métodos

Casos de estudio

Se emplearon diversas presas del estado de Aguascalientes, México. La información necesaria para la simulación de los casos de estudio es el modelo digital de elevaciones (MDE), información hidrológica de la cuenca y las características de la obra de excedencias.

Para la recolección de información se emplearon aplicaciones de sistemas de información geográfica, como Google Earth (2017) y QGIS (2017); sitios web de gobierno, como la página del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI, 2017); programas de diseño que procesan archivos con curvas de nivel, puntos XYZ y geotiff, entre otros. Para esta investigación, se contó con la ayuda del Departamento de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos de la Comisión Nacional de Agua (Conagua), apoyando con datos concernientes a las presas de estudio. Si no se cuenta con dicha información, se requiere hacer un

análisis hidrológico completo de la cuenca, en donde se obtenga el hidrograma para un cierto periodo de retorno para cada uno de los casos. En este trabajo se consideró suficiente para establecer la comparación de los resultados del modelo hidrológico y del hidráulico la avenida máxima que se puede presentar con un periodo de retorno de 100 años, obteniendo los hidrogramas de entrada para cada uno de los casos. Las presas que se modelaron y sus respectivos hidrogramas de entrada son las mostradas en la Figura 2, Figura 3, Figura 4, Figura 5, Figura 6, Figura 7, Figura 8 y Figura 9.

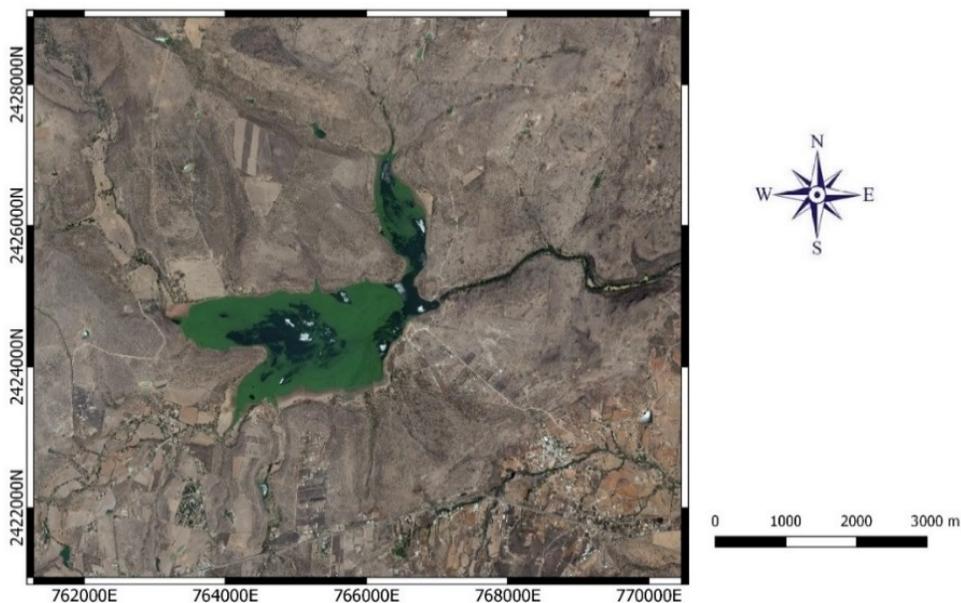


Figura 2. Presa Abelardo L. Rodríguez. Elaboración propia.

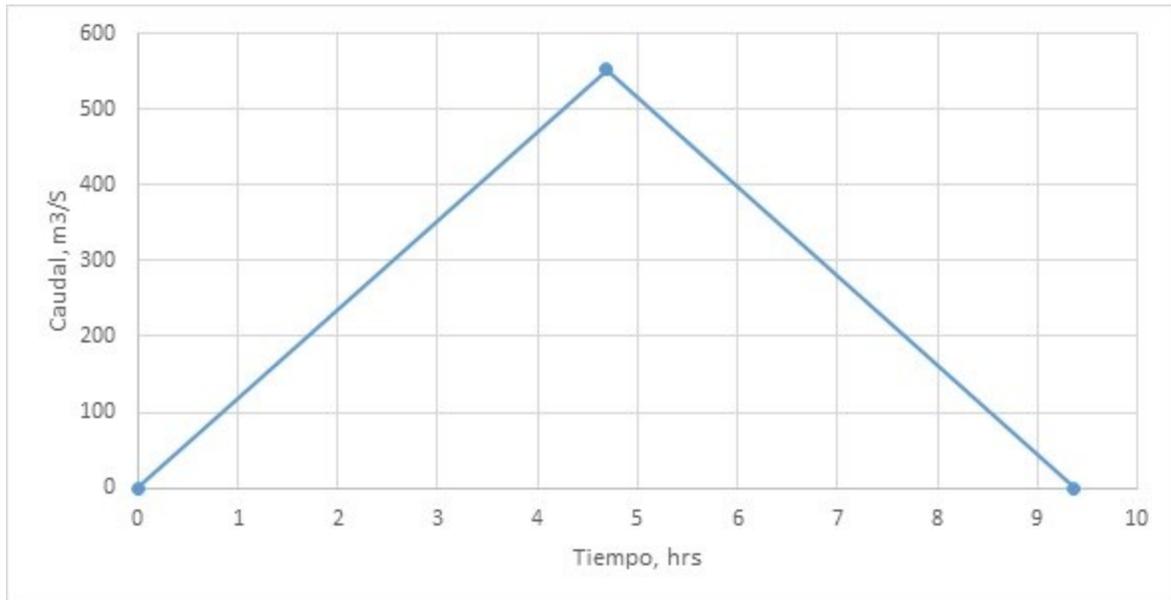


Figura 3. Hidrograma de entrada, presa Abelardo L. Rodríguez. Elaboración propia.

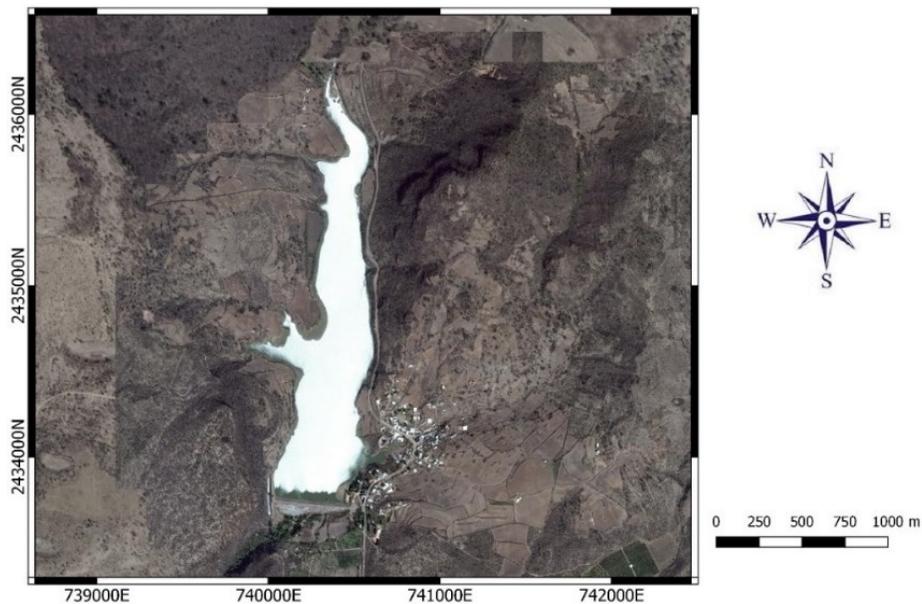


Figura 4. Presa La Codorniz. Elaboración propia.

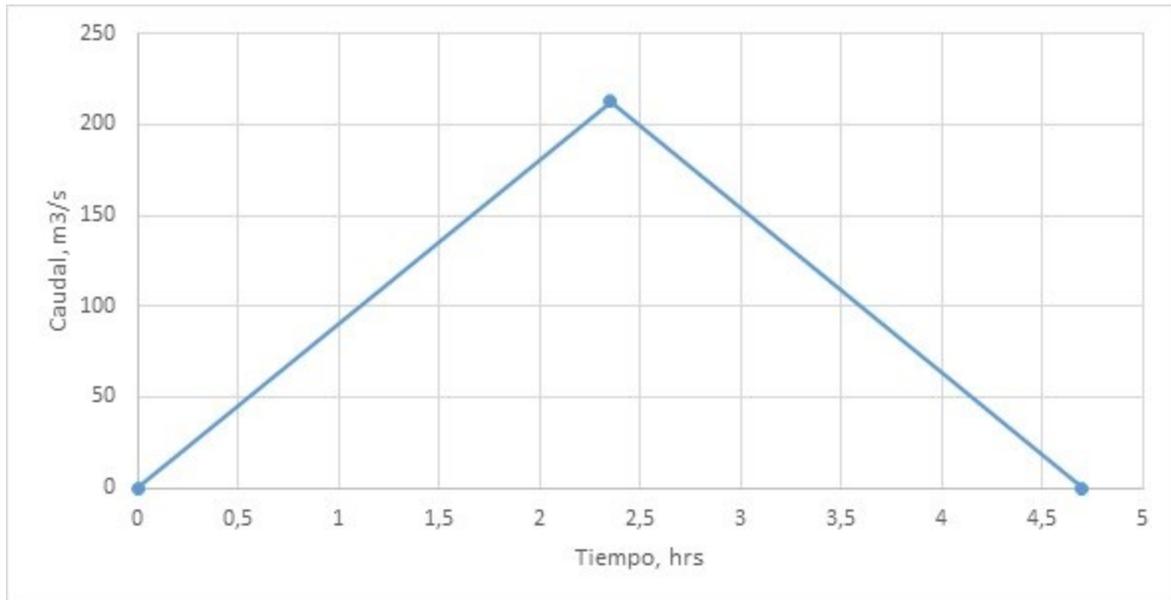


Figura 5. Hidrograma de entrada, presa La Codorniz. Elaboración propia.

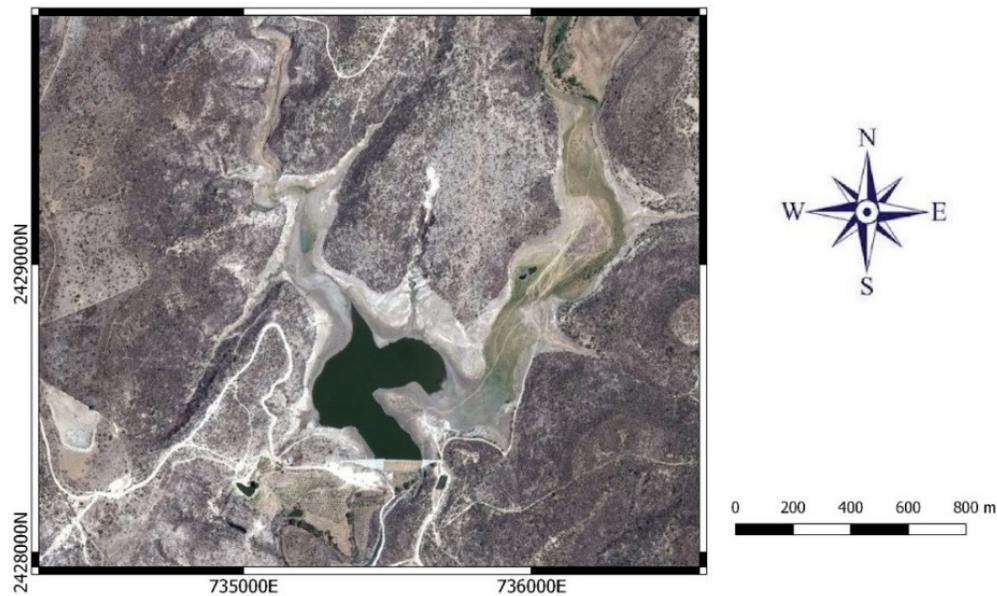


Figura 6. Presa Ordeña Vieja. Elaboración propia.

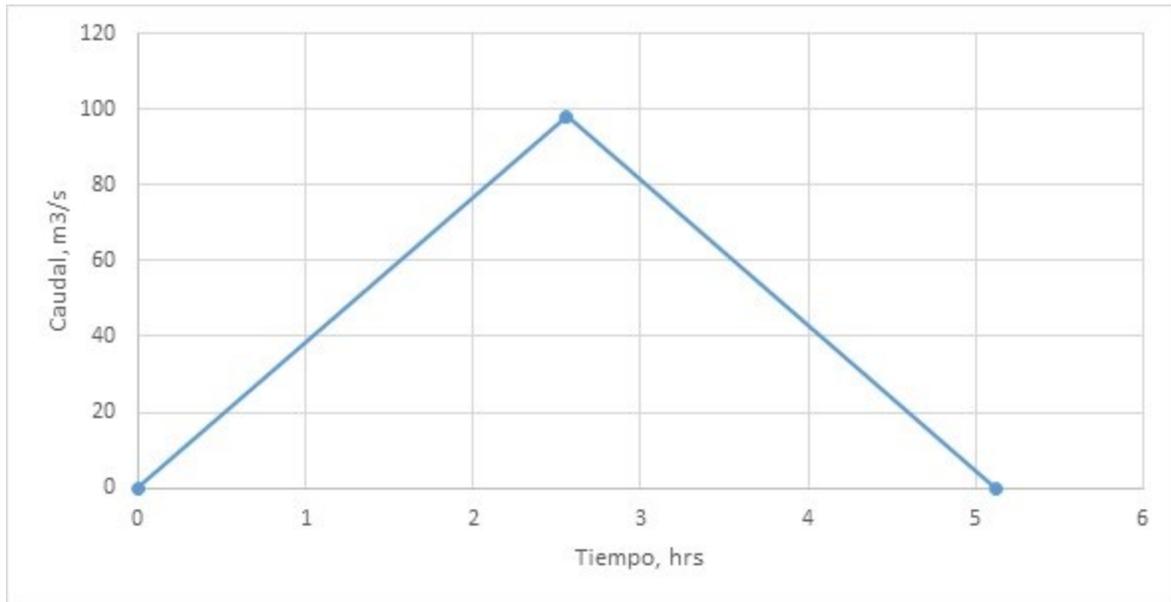


Figura 7. Hidrograma de entrada, presa Ordeña Vieja. Elaboración propia.

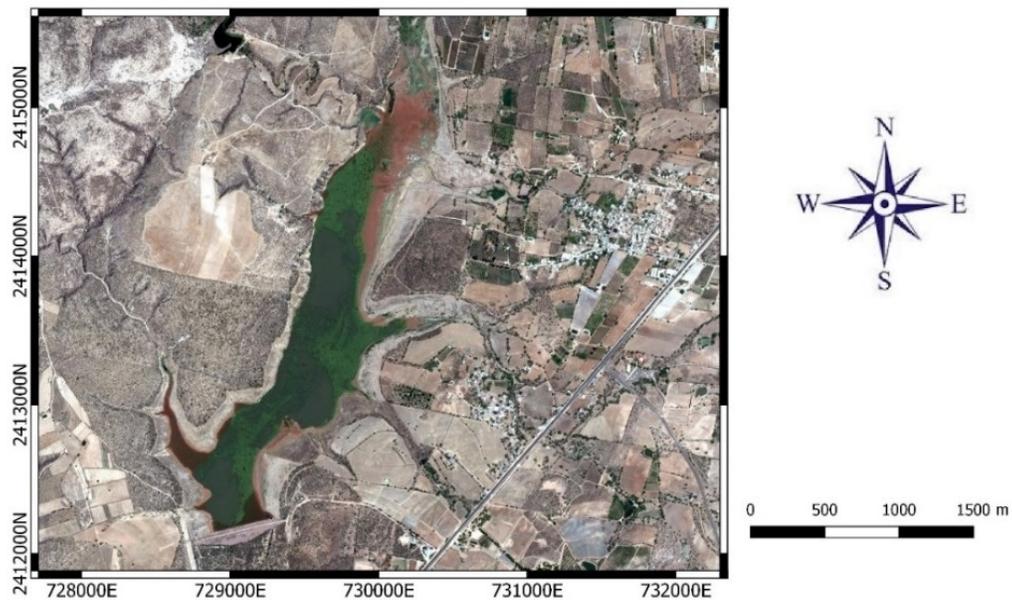


Figura 8. Presa Peña Blanca. Elaboración propia.

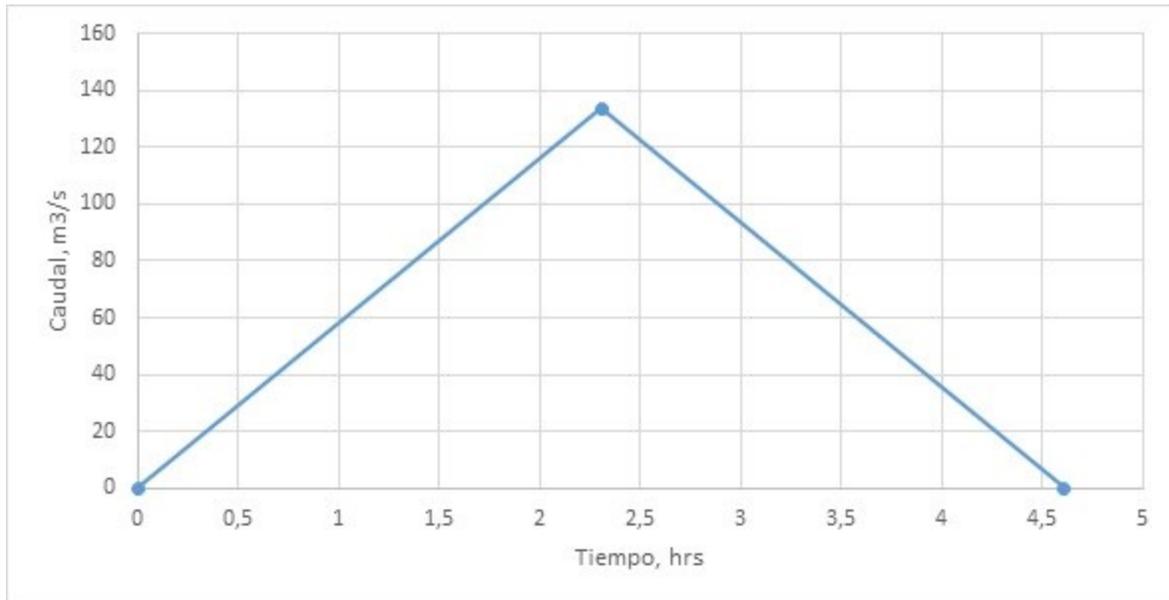


Figura 9. Hidrograma de entrada, presa Peña Blanca. Elaboración propia.

Modelo hidrológico

La solución del TAV usando el enfoque hidrológico consiste en resolver la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (1)$$

Donde:

I = caudal de entrada, m^3/s .

O = caudal de salida, m^3/s .

$\frac{dV}{dt}$ = variación del volumen almacenado en el tiempo, m^3/s .

Su representación gráfica se observa en la Figura 10.

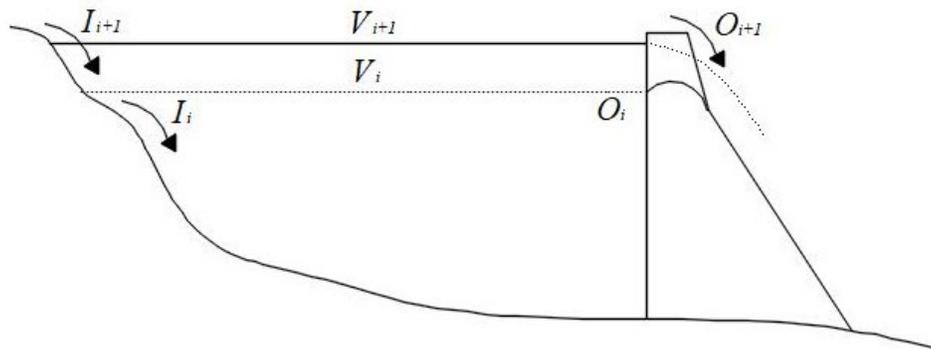


Figura 10. Elementos asociados con el análisis del tránsito de avenidas. Adaptada de Martínez-Martínez (2011).

Al realizar el análisis por diferencias finitas (Figura 11):

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (2)$$

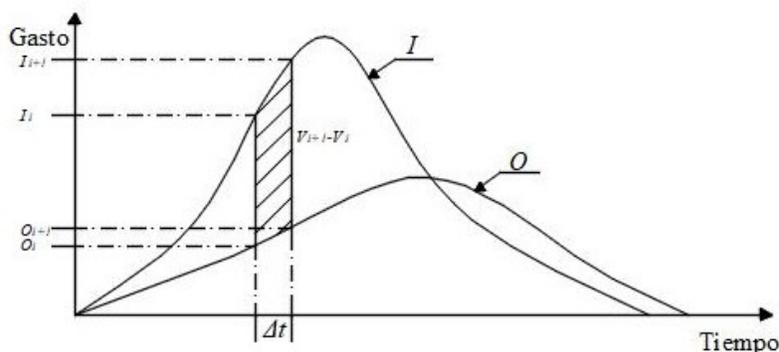


Figura 11. Cambio de volumen de almacenamiento durante un periodo Δt . Elaboración propia.

Donde los subíndices i e $i + 1$ representan los valores de inicio y final, respectivamente, del intervalo de tránsito Δt . Como el valor Δt que se emplea es considerablemente más pequeño al que se usa en la simulación del funcionamiento del vaso durante el tránsito de una avenida, la evaporación y la infiltración son insignificantes y por lo normal se ignoran.

Para la solución hidrológica del TAV se desarrolló un complemento en el programa *MapWindow GIS 4.8.8* (MapWindow GIS, 2016), el cual es un

software para usuarios de sistemas de información geográfica en el que se pueden desarrollar complementos que le añadan nueva funcionalidad. Se trata de un *software* libre y de código abierto. Se hizo la evaluación de varios métodos numéricos (método de Euler, de Heun, de aproximaciones sucesivas y de Runge-Kutta de tercer orden); de ella se seleccionó el método de Runge-Kutta de tercer orden empleado por Chow *et al.* (1988) para su programación en *MapWindow GUS 4.8.8*; este método cumple con estimaciones de pendiente en forma alterna sin emplear el cálculo de derivadas superiores (Figura 12, Figura 13 y Figura 14).

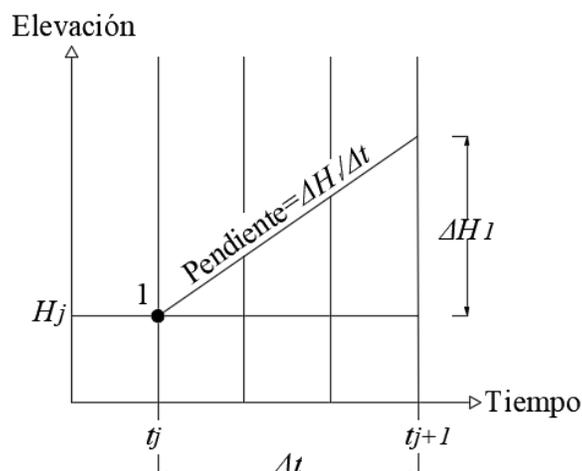


Figura 12. Primer incremento de elevación con respecto al tiempo. Método de Runge-Kutta de tercer orden. Imagen adaptada de Chow *et al.* (1988).

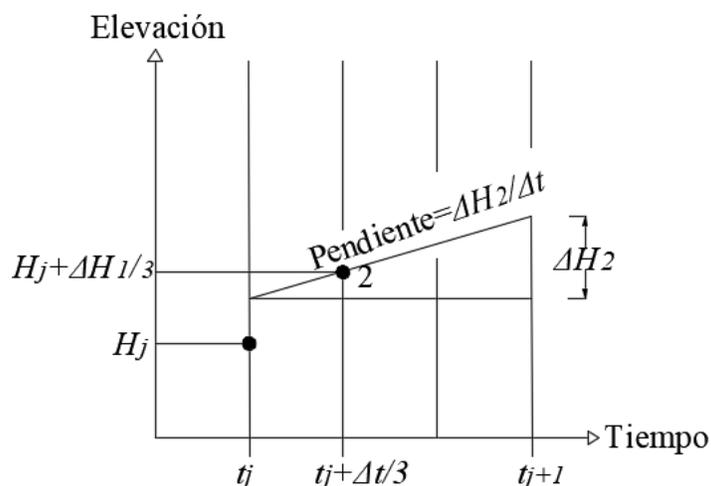


Figura 13. Segundo incremento de elevación con respecto al tiempo. Método de Runge-Kutta de tercer orden. Imagen adaptada de Chow *et al.* (1988).

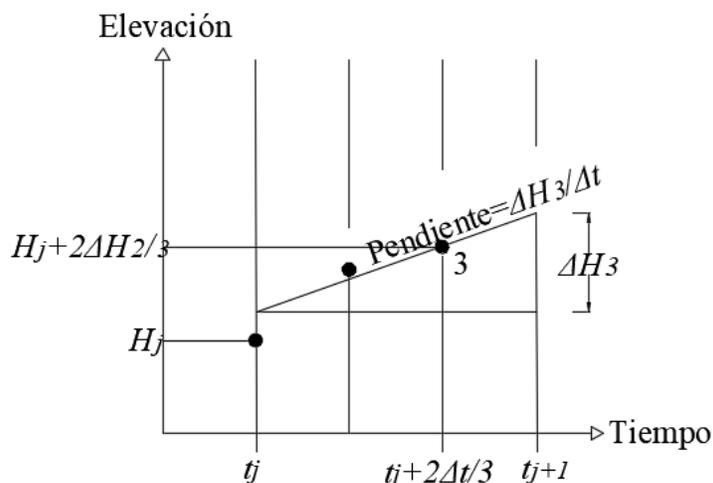


Figura 14. Tercer incremento de elevación con respecto al tiempo. Método de Runge-Kutta de tercer orden. Imagen adaptada de Chow *et al.* (1988).

La pendiente $\Delta H/\Delta t$, en los tres intervalos de tiempo, se expresa matemáticamente:

$$\Delta El_1 = \frac{I(t_i) - O(El_i)}{A(El_i)} \Delta t; \quad \Delta El_2 = \frac{I\left(t_i + \frac{\Delta t}{3}\right) - O\left(El_i + \frac{\Delta El_1}{3}\right)}{A\left(El_i + \frac{\Delta El_1}{3}\right)} \Delta t; \quad \Delta El_3 = \frac{I\left(t_i + \frac{2\Delta t}{3}\right) - O\left(El_i + \frac{2\Delta El_1}{3}\right)}{A\left(El_i + \frac{2\Delta El_1}{3}\right)} \Delta t \quad (3)$$

Es decir, la primera estimación del cambio de elevación del agua ΔEl_1 (metros) está en función de la variación del volumen entre los caudales de entrada I y de salida O (m^3/s) para un área A (m^2) determinada en dicha elevación, multiplicado por un incremento de tiempo establecido Δt , siendo de manera semejante para la segunda y tercera estimación, obteniendo el incremento final de la elevación del agua en el intervalo i (ΔEl):

$$\Delta El = \frac{\Delta El_1}{4} + \frac{3\Delta El_3}{4} \quad (4)$$

El complemento elaborado extrae del MDE las características topográficas (elevaciones-áreas-capacidades) del vaso; luego se ingresa el hidrograma de entrada, así como las características de la(s) obra(s) de excedencias, para finalmente introducir las condiciones de simulación (elevación inicial del agua, tiempo de simulación e intervalos de tiempo de análisis), obteniendo la evolución de los caudales de entrada y salida por el vaso en i intervalos de tiempo, así como la del nivel del agua.

Modelo hidráulico

El flujo de un fluido es gobernado principalmente por las siguientes leyes físicas (Bladé-Castellet, 2005):

Ley de conservación de la masa o ecuación de continuidad:

$$\frac{d}{dt}(m) = 0 \quad (5)$$

Ley de conservación de la cantidad de movimiento (Segunda Ley de Newton):

$$\frac{d}{dt}(mV) = F \quad (6)$$

Donde:

m = masa del fluido.

$\frac{d}{dt}$ = derivada convectiva o material.

V = vector velocidad.

F = fuerzas externas.

Quienes estudiaron y establecieron por primera vez el comportamiento de fluidos newtonianos e isótropos fueron Navier y Stokes (Navier-

Stokes) (Bladé-Castellet, 2005). Ellos aplicaron las ecuaciones (5) y (6) a un volumen de control de un fluido en movimiento, obteniendo sus ecuaciones, las cuales describen exactamente el flujo de un fluido newtoniano, incompresible e isótropo:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0; \frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + b_i + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} \quad (7)$$

Siendo u la componente de la velocidad en la dirección x para un fluido con densidad constante ρ , al cual se le ejerce fuerzas externas sobre el volumen de control como p , el cual representa el escalar de la presión y b_i , que es igual a la gravedad y la fuerza de Coriolis.

Si se toma la ecuación de continuidad, las dos ecuaciones de Navier-Stokes para las direcciones horizontales y se integran en el eje vertical z , se obtienen las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial(hu_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial(hu_2)}{\partial x_2} = 0; \frac{\partial}{\partial t}(hu_1) + \frac{\partial}{\partial x_1}(hu_1^2) + \frac{\partial}{\partial x_2}(hu_1u_2) = -gh \frac{\partial}{\partial x_1}(h + z_0) - \\ \frac{\tau_{0x_1} + \tau_{sx_1}}{\rho} + fhu_2 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_1}(hT_{x_1x_1}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_2}(hT_{x_1x_2}); \frac{\partial}{\partial t}(hu_2) + \frac{\partial}{\partial x_1}(hu_1u_2) + \\ \frac{\partial}{\partial x_2}(hu_2^2) = -gh \frac{\partial}{\partial x_2}(h + z_0) - \frac{\tau_{0x_2} + \tau_{sx_2}}{\rho} + fhu_1 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_1}(hT_{x_1x_2}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_2}(hT_{x_2x_2}) \end{aligned} \quad (8)$$

Donde:

h = profundidad de la lámina de agua.

g = gravedad.

z_0 = cota de fondo.

τ_0 = tensor de esfuerzo de fondo.

τ_s = tensor de esfuerzo de la superficie libre.

f = coeficiente de Coriolis.

$T_{x_ix_j}$ = tensiones efectivas, y es igual a:

$$T_{x_ix_j} = \frac{1}{h} \int_{z_0}^{z_0+h} \left(\rho \nu \left[\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right] - \rho \overline{u'_i u'_j} - \rho (\bar{u}_i - u_i)(\bar{u}_j - u_j) \right) dz \quad (9)$$

Las ecuaciones (8) son conocidas como ecuaciones bidimensionales del flujo en lámina libre o ecuaciones de Saint-Venant en dos dimensiones en su expresión más completa, la forma conservativa. Si se introduce la ecuación de continuidad en las ecuaciones del movimiento, se obtienen las ecuaciones en forma no conservativa:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial(hu_2)}{\partial x_2} = 0 ; \frac{\partial u_1}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial u_1}{\partial x_2} + g \frac{\partial h}{\partial x_1} = -g \frac{\partial z_0}{\partial x_1} - \frac{\tau_{0x_1} + \tau_{sx_1}}{\rho h} + f u_2 + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_1} (hT_{x_1x_1}) + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_2} (hT_{x_1x_2}) ; \frac{\partial u_2}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_2}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x_2} + g \frac{\partial h}{\partial x_2} = -g \frac{\partial z_0}{\partial x_2} - \frac{\tau_{0x_2} + \tau_{sx_2}}{\rho h} + f u_1 + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_1} (hT_{x_1x_2}) + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_2} (hT_{x_2x_2}) \quad (10)$$

El término conservativo se refiere a que las fuerzas no dependen del trayecto sino de la posición inicial y final (h); mientras que en el término no conservativo, las fuerzas dependen solamente del trayecto utilizado.

Los diversos términos que se encuentran en las ecuaciones de Saint-Venant en forma conservativa y no conservativa se describen a continuación:

La aceleración local, $\frac{\partial u_1}{\partial t}$ y $\frac{\partial u_2}{\partial t}$ representa la variación de la velocidad del flujo.

La aceleración convectiva, $u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1}$, $u_2 \frac{\partial u_1}{\partial x_2}$, $u_1 \frac{\partial u_2}{\partial x_1}$ y $u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x_2}$ representa el efecto del transporte con el flujo del gradiente de la velocidad.

La suma de la aceleración local y la convectiva es la derivada material, que representa la aceleración total de las partículas del fluido.

La pendiente de la superficie libre, $\frac{\partial}{\partial x_i} (h + z_0)$, proveniente de la integración vertical de $-\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i}$, que multiplicada por la aceleración de la gravedad g representa la acción de las fuerzas gravitatorias, es igual a la pendiente del fondo $S_{0x_i} = -\frac{\partial z_0}{\partial x_i}$.

Las tensiones de fondo son generadas por la fricción del fondo $\tau_0/\rho h$; si se aproxima el radio hidráulico por el tirante se tiene $\tau_0 = \rho g h S_f$, donde S_f es la pendiente de fricción.

Las tensiones tangenciales en la superficie son provocadas principalmente por el efecto del viento, representada por el término τ_s .

La fuerza de Coriolis está representada por el término fu_i , dicha fuerza es provocada por la rotación de la Tierra, la cual genera una aceleración relativa con respecto al eje de rotación del planeta.

La ecuación (9) representa las tensiones efectivas y consta de tres términos. El primero representa las tensiones viscosas, el segundo las tensiones turbulentas y el último las tensiones convectivas.

Se pueden simplificar las ecuaciones de Saint-Venant al analizar las tensiones efectivas; el efecto de la turbulencia está fuertemente ligado con las componentes verticales; debido a que el análisis del flujo se enfoca principalmente al movimiento horizontal, los efectos de turbulencia son innecesarios. Por otro lado, el efecto de la viscosidad del fluido es despreciable debido a que no existe un cambio de fluido, de temperatura o efectos de turbulencia. Las fuerzas externas de Coriolis y las tensiones tangenciales provocadas por el efecto del viento se consideran despreciables, porque no son significativas, en comparación con los otros términos, simplificando así las ecuaciones de Saint-Venant para flujo en dos dimensiones en su forma conservativa:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 ; \frac{\partial}{\partial t}(hu) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hu^2 + g\frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial y}(huv) = gh(S_{0x} - S_{fx}) ; \frac{\partial}{\partial t}(hv) + \frac{\partial}{\partial x}(huv) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hv^2 + g\frac{h^2}{2}\right) = gh(S_{0y} - S_{fy}) \quad (11)$$

Empleando la notación x e y para las direcciones x_1 y x_2 , así como u y v para u_1 y u_2 . Si se introduce la ecuación de continuidad en las ecuaciones de movimiento, se obtienen en su forma no conservativa:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 ; \frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} + g\frac{\partial h}{\partial x} = g(S_{0x} - S_{fx}) ; \frac{\partial v}{\partial t} + u\frac{\partial v}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial y} + g\frac{\partial h}{\partial y} = g(S_{0y} - S_{fy}) \quad (12)$$

Una descripción física del flujo (Figura 15) consiste en establecer las características del terreno donde hay agua, así como la altura de este último elemento para determinar el vector velocidad \vec{v} en cada punto de estudio. Una forma de resolver el sistema de ecuaciones consiste en emplear métodos numéricos, como el método del volumen finito, el cual genera una malla en el que cada una de las celdas representa un volumen de control, interactuando con las demás celdas (Figura 16),

planteando una matriz de ecuaciones; un ejemplo de ello son Cea y Bladé (2015).

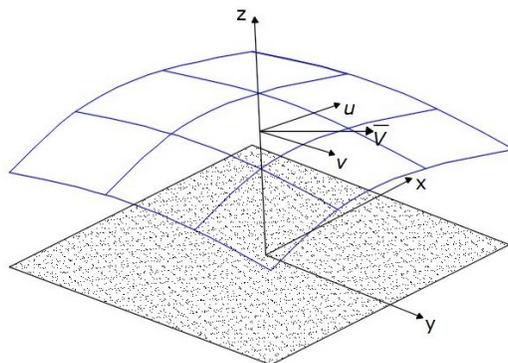


Figura 15. Modelo físico de las ecuaciones de Saint-Venant en 2D.
Elaboración propia.

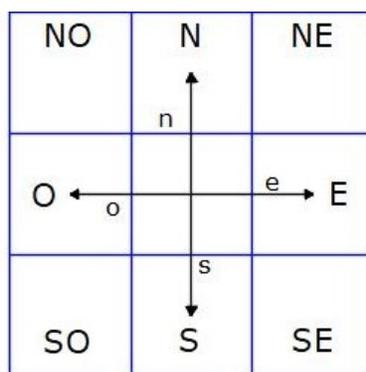


Figura 16. Interacción de la malla por el método de volumen finito.
Elaboración propia.

Debido a la complejidad de la solución de las ecuaciones anteriores, se requiere el empleo de programas que se especializan en la simulación y/o modelación del flujo libre que asemeje las particularidades físicas de la zona de estudio, como es el tipo de suelo y la pendiente de fondo; por ello se hizo el análisis de diversas aplicaciones que resuelven hidráulicamente el TAV, dichos programas son *Iber*, *HEC-RAS*, *RiverFLOW2D*, *MIKESHE* y *TUFLOW*. En este trabajo, finalmente, se empleó el programa *Iber* (Iberaula, 2017) para la simulación del flujo superficial bidimensional debido a diversas cualidades, por ejemplo, no requiere pago por su licencia de uso; resuelve de manera robusta las ecuaciones de Saint-Venant por el método de volúmenes finitos,

empleando mallas estructuradas y no estructuradas (un ejemplo de mallado se observa en la Figura 17); además, usa el mismo MDE y datos empleados en el complemento de *MapWindow GIS*; su interfaz es muy amigable, y se obtienen resultados requeridos en este trabajo. *Iber* necesita establecer la rugosidad del vaso mediante el coeficiente de Manning, además de la elevación inicial del agua en el vaso.

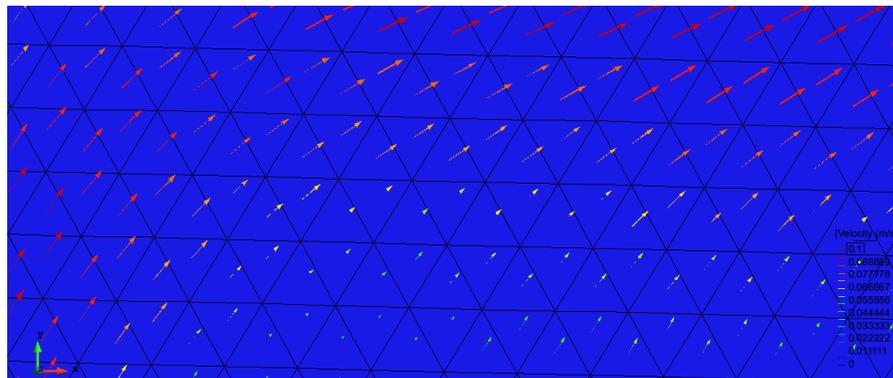


Figura 17. Ejemplo de mallado en el programa *Iber*. Elaboración propia.

Resultados

Después de que se realizaron las simulaciones en las presas de los casos de estudio, se compararon los hidrogramas de salida reportados por ambos programas. La comparación se tuvo que hacer de una manera particular, debido a que el tránsito hidráulico reporta gastos de salida iguales a cero, y al buscar un error relativo entre los dos modelos, provocarían errores numéricos al dividir el error absoluto entre cero. Los valores cero se generan porque la avenida que ingresa al vaso requiere recorrer una cierta distancia desde que ingresa al vaso hasta llegar a la obra de excedencias, mientras que en el tránsito hidrológico se supone que el agua llega instantáneamente a la obra de excedencias.

Para representar el error entre los dos métodos se optó por seguir el siguiente procedimiento:

Se calculó el error absoluto E_i para cada uno de los gastos de salida del modelo hidrológico e hidráulico, O_{Ho} y O_{Ha} , respectivamente, para el número de intervalos i estudiados:

$$E_i = O_{Hoi} - O_{Hai} \quad (13)$$

Se obtuvo el error absoluto medio Em al realizar la sumatoria de todos los errores absolutos E_i y dividiéndolo entre el número total de la muestra (n):

$$Em = \frac{\sum_{i=0}^n (O_{Hoi} - O_{Hai})}{n} \quad (14)$$

Para normalizarlo, se calculó el error relativo medio (ERM), al dividir el error absoluto medio entre el gasto medio de salida del modelo hidráulico:

$$ERM = \frac{Em}{Q_{medHa}} \quad (15)$$

El conjunto de presas con su respectivo error relativo medio se encuentra en la Tabla 1, mientras que la comparación entre los hidrogramas de salida de cada uno de los casos de estudio se presenta en las siguientes figuras: Figura 18, Figura 19, Figura 20 y Figura 21.

Tabla 1. Error relativo medio de los casos de estudio reales.

Caso	Error relativo medio (%)
Abelardo L. Rodríguez	8.09
La Codorniz	1.10
Ordeña Vieja	1.55
Peña Blanca	0.47

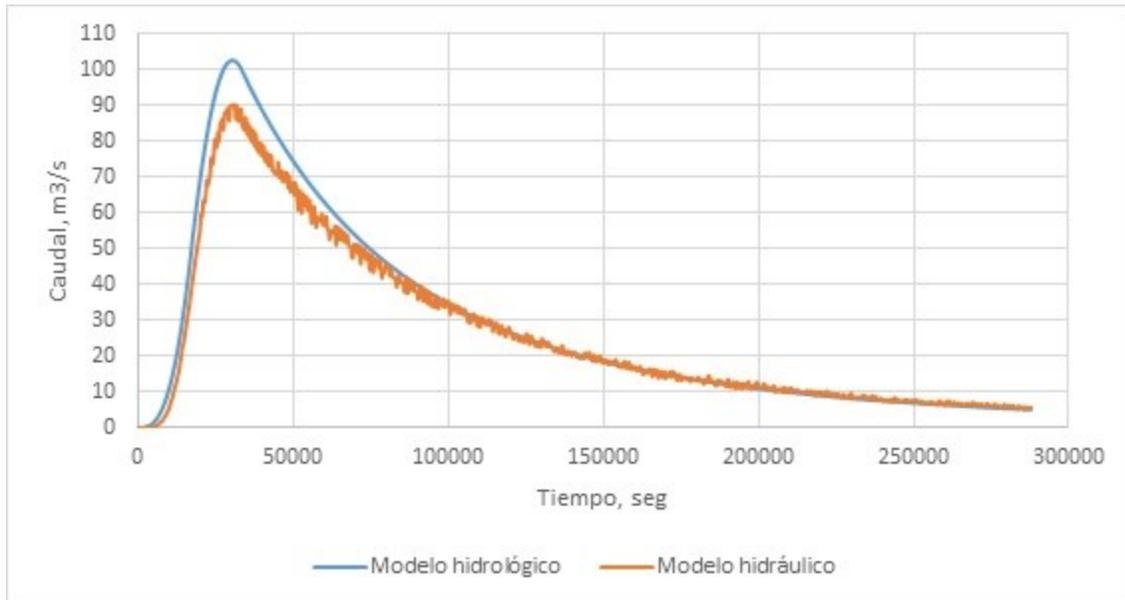


Figura 18. Hidrograma de salida, Abelardo L. Rodríguez. Elaboración propia.

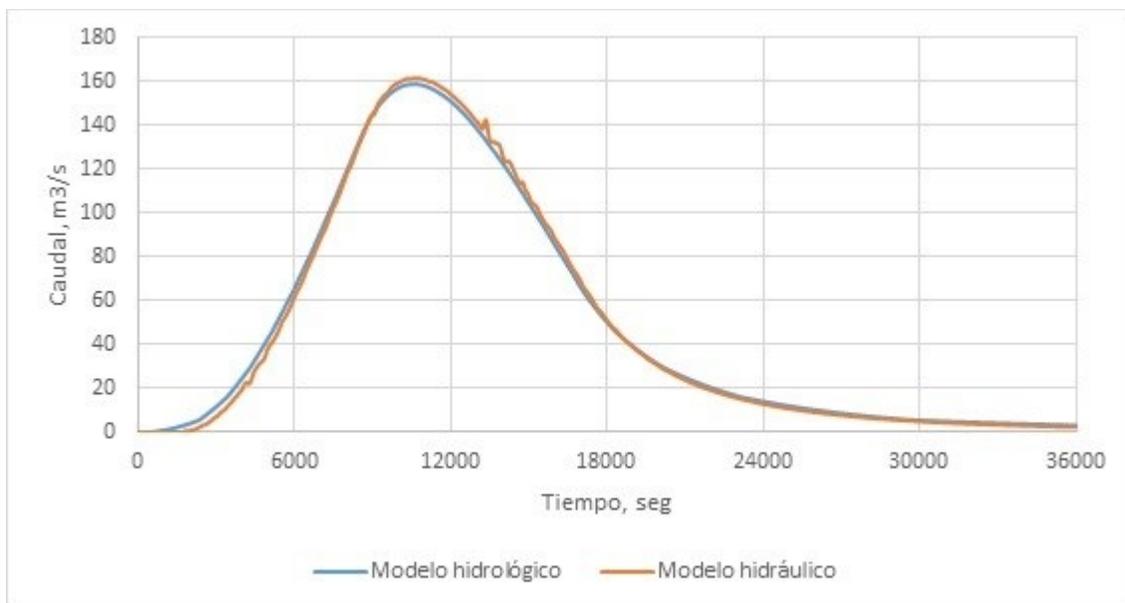


Figura 19. Hidrograma de salida, La Codorniz. Elaboración propia.

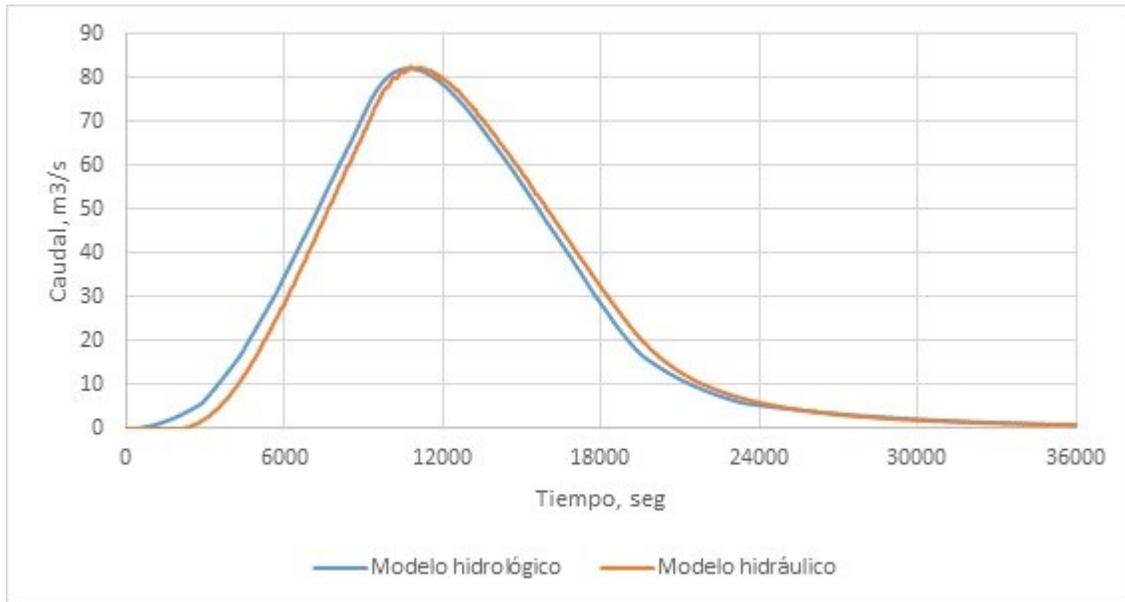


Figura 20. Hidrograma de salida, Ordeña Vieja. Elaboración propia.

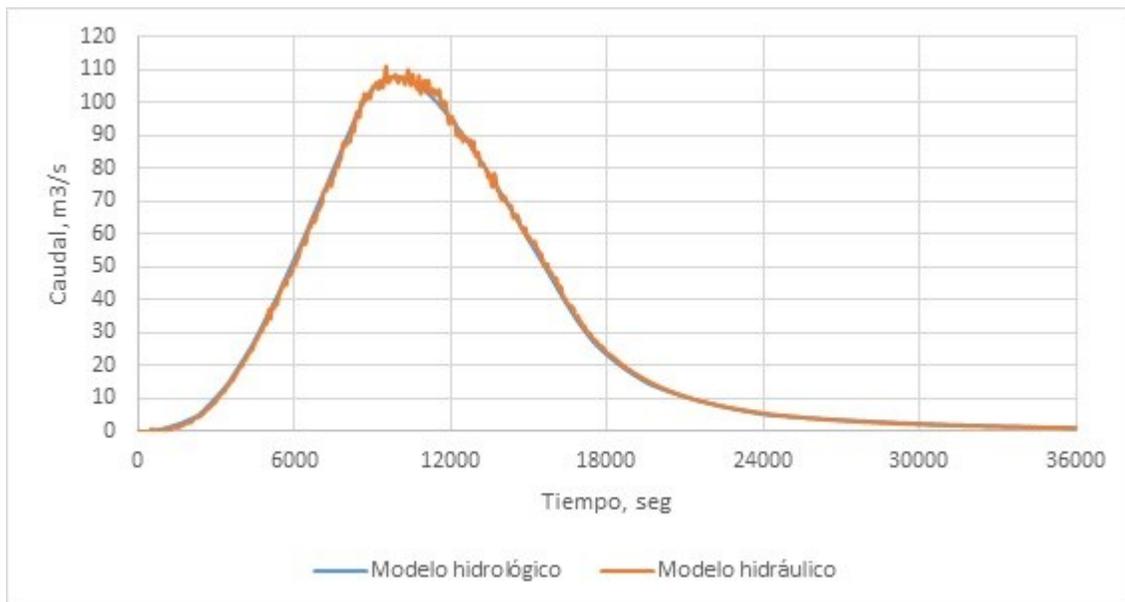


Figura 21. Hidrograma de salida, Peña Blanca. Elaboración propia.

Discusión

Mediante la comparación de los hidrogramas de salida de cada una de las presas estudiadas (Figura 18, Figura 19, Figura 20 y Figura 21), se comprueba que existe una diferencia entre usar un modelo hidráulico en lugar de un modelo hidrológico. Puede variar el caudal pico o, inclusive, se puede presentar el desfase del hidrograma completo.

Para establecer los criterios para cuando el uso del método hidrológico es suficiente, se requirió la elaboración de diversos casos de estudio sintéticos, en los cuales se simulan pasos de avenidas en embalses rectangulares. En los modelos de los embalses rectangulares existe una variación entre la longitud del embalse y la altura de la obra de excedencias, alterando la pendiente de fondo de cada uno, como se observa en la Figura 22. Para la generación del modelo digital de cada caso sintético se procesó un archivo XYZ dentro del programa QGIS. En las simulaciones se supuso que el agua estaba a punto de derramar por la obra de excedencias, un hidrograma unitario triangular de dos horas de duración con un gasto pico de $40 \text{ m}^3/\text{s}$ y un tiempo total de simulación de tres horas.

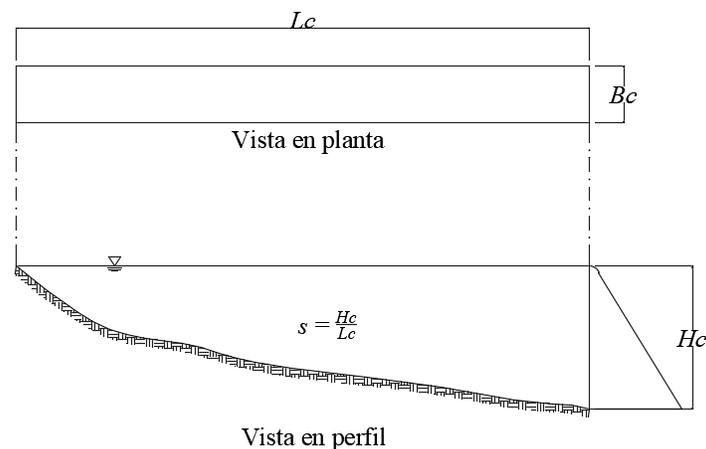


Figura 22. Diseño de modelos sintéticos de embalses. Elaboración propia.

Con el fin de representar la geometría de los embalses de todos los casos de estudio tanto reales como sintéticos se requiere una expresión matemática. En el caso de los embalses reales, su geometría irregular complica establecer dicha expresión, por lo que en ellos se optó por transformarlos en embalses rectangulares. La geometría idealizada de

un embalse rectangular se muestra en la Figura 22. En ella se tienen las definiciones de las variables involucradas (en los embalses sintéticos se consideró que el fondo era plano.)

Donde:

L_c = longitud del canal, m.

B_c = ancho del canal, m.

H_c = altura hasta el nivel de descarga, m.

s = pendiente de fondo.

Una dificultad adicional aparece en los embalses reales debido a que existe un parámetro más (B_o), que es la longitud de la cresta del vertedor, misma que deberá tomarse en cuenta. Para obtener el valor del ancho equivalente del canal (B_c) en un embalse real se propuso transformar el área superficial del embalse al nivel de la cresta en un rectángulo de igual área; para ello se traza una línea que siga la trayectoria del agua desde su ingreso al embalse hasta el punto de salida; esta longitud será igual a la longitud del embalse rectangular (L_c). Del área superficial del embalse al nivel de la cresta de la obra de excedencias (A) se obtiene el ancho equivalente del canal, con:

$$B_c = \frac{A}{L_c} \quad (16)$$

Al hacer varios análisis, se observó que existe una fuerte correlación lineal entre un arreglo particular de los anchos, la longitud del canal y la pendiente de fondo, con el valor del *ERM* de todos los casos de estudio. Si a dicho arreglo se le llama k , se tiene:

$$k = \frac{L_c}{3} \text{Log} \left(\frac{1}{s} \right) \left(\frac{1}{B_o} + \frac{2}{B_c} \right) \quad (17)$$

Donde k representa adimensionalmente las características geométricas del embalse. La relación lineal que existe entre *ERM* y k se observa en la Figura 24 y en la Tabla 2. Mediante el análisis de residuos (Figura 23) y correlación lineal de todos los casos de estudio se obtuvo:

Ecuación de la recta:

$$ERM = a + bk = 0.0003737 + 0.0004291k \quad (18)$$

Tabla 2. Relación del *ERM* con la variable *k*.

Caso	ERM	k	Caso	ERM	k	
Sintético	1.03%	23.01	Sintético	12.19%	300.00	
	1.99%	52.04		0.85%	16.99	
	4.21%	116.12		2.04%	40.00	
	7.58%	184.75		4.25%	92.04	
	11.29%	256.33		6.70%	148.63	
	14.71%	330.10		9.53%	208.16	
	1.03%	21.25		11.98%	269.90	
	2.03%	48.52		0.85%	15.23	
	4.25%	109.08		2.05%	36.48	
	7.21%	174.19		4.20%	85.00	
	10.60%	242.24		6.70%	138.06	
	12.36%	312.49		9.33%	194.08	
	0.89%	20.00		11.40%	252.29	
	2.04%	46.02		Abelardo	8.09%	206.73
	4.25%	104.08		La Codorniz	1.10%	40.58
	7.07%	166.69		Ordeña Vieja	1.55%	28.54
10.19%	232.25	Peña Blanca	0.47%	25.81		

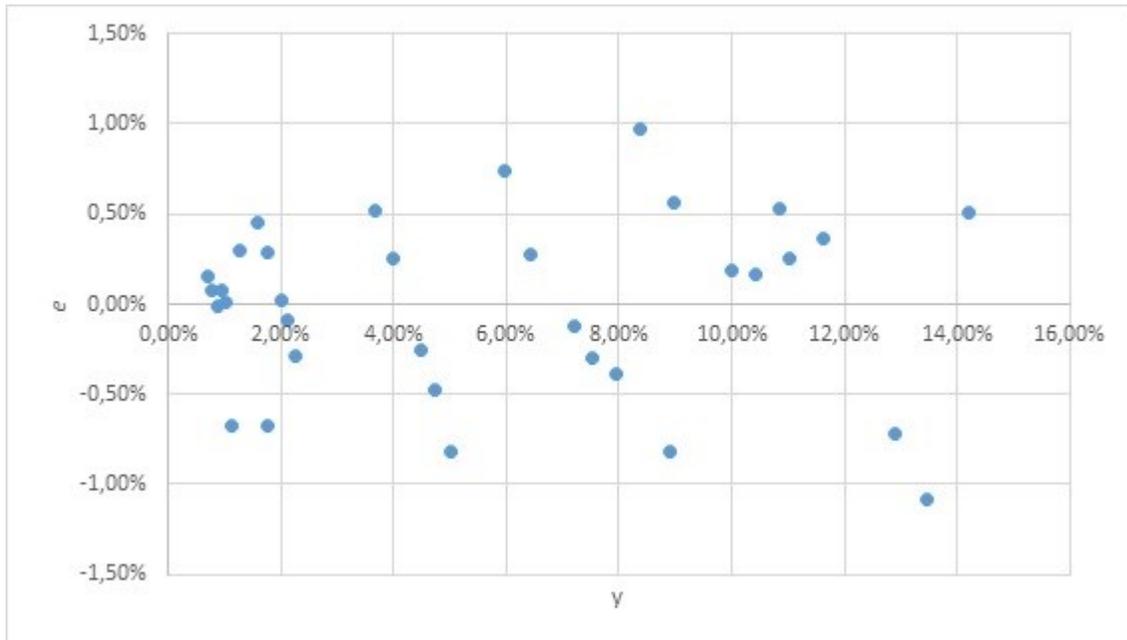


Figura 23. Análisis de residuos. Elaboración propia.

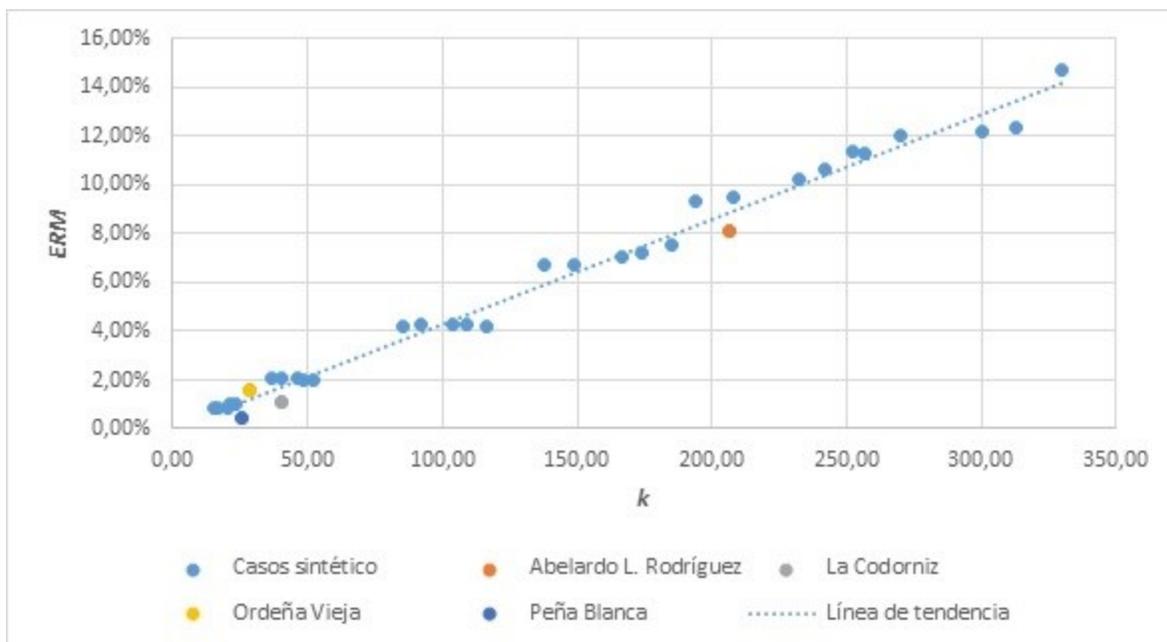


Figura 24. k vs. ERM . Elaboración propia.

Con error cuadrado de residuos mínimo = 0.08%, coeficiente de correlación (r) = 0.9935 y coeficiente de determinación (r^2) = 0.9870.

Como los coeficientes de correlación y de determinación son cercanos a uno y el error cuadrado de residuos mínimo se aproxima a cero, se consideró que los resultados son positivos para la investigación. Si se acepta un error relativo medio máximo de 5% del método hidrológico con respecto al hidráulico, se puede considerar que un valor máximo de $k = 115$ fija el límite en el que el método hidrológico reporta resultados suficientemente buenos y puede usarse en lugar del método hidráulico; o, equivalentemente, si en un embalse el valor de k resulta mayor que 115, será preferible que se use el método hidráulico en lugar del hidrológico.

En la Tabla 3 se presentan en forma de resumen, y por la experiencia que se ha obtenido elaborando este trabajo, las ventajas de cada uno de los modelos.

Tabla 3. Ventajas del modelo hidrológico e hidráulico.

Modelo hidrológico	Modelo hidráulico
No en todos los casos es aplicable	Se adecua más a la realidad
Tiempo de ejecución del orden de segundos	Tiempo de ejecución del orden de horas
Resultados en forma numérica y gráfica	Resultados en forma numérica, gráfica y animada
Se requiere poca cantidad de información	Se requiere una gran cantidad de información
Tamaño de archivos del orden de Mb	Tamaño de archivos del orden de Gb
Resultados posibles: caudales, áreas, volúmenes y elevaciones del agua	Resultados posibles: caudales, áreas, volúmenes, elevaciones, velocidades, tipo de flujo y transporte de sedimentos, entre otros

Conclusiones

Al realizar este trabajo se elaboró un complemento (*plug-in*) que resuelve hidrológicamente el tránsito de avenidas en el vaso. Dicho complemento se programó en lenguaje *VB.NET* y se ejecutó en el programa *MapWindow GIS 4.8.8*; los procesos, resultados y análisis

empleados fueron funcionales y eficientes, partiendo de la evaluación de diversos métodos numéricos que solucionan el TAV (seleccionando el método de Runge-Kutta de tercer orden). Este complemento constituye una implementación de herramientas informáticas dentro de una aplicación para desarrollar sistemas de información geográfica.

Al estudiar las bases teóricas de las ecuaciones de Saint-Venant, que gobiernan el flujo de aguas someras en dos dimensiones, se reconoció la diferencia que existe entre hacer un análisis hidrológico en lugar de un análisis hidráulico. Revisando diversos programas que simulan el flujo de aguas someras en dos dimensiones, se conocieron sus cualidades; esto llevó a la selección del programa *Iber*, el cual se adecuaba a los requerimientos de la investigación.

Tanto el complemento de *MapWindows GIS* como el programa *Iber* se utilizaron para simular el flujo superficial en una serie de casos de estudio. En el caso del *Iber*, se tuvo que tener más cuidado para generar los modelos de los embalses, de tal manera que reflejaran bien tanto las características topográficas e hidráulicas del vaso como las características hidráulicas de la obra de excedencias. Ambos, el complemento de *MapWindow GIS* y el programa *Iber*, producen tablas y gráficas de resultados, lo que permitió su manipulación e interpretación.

Dado que para la investigación era importante fijar las condiciones para las cuales un tránsito hidrológico era suficientemente bueno como para que no fuera necesario realizar uno hidráulico, se requirió idear una serie de embalses sintéticos que complementaran los pocos casos reales conseguidos. Estos últimos casos no aportaban suficiente información para establecer las condiciones que se buscaban. Se ensayaron varios esquemas de cálculo de las diferencias en los resultados de ambos métodos de todos los casos de estudio (tanto reales como sintéticos). Se utilizó, finalmente, un esquema que implica la comparación de los hidrogramas completos producidos por ambos métodos. Posteriormente, con los resultados del conjunto de casos de estudio, se logró plantear una ecuación de regresión que explica, a partir de un parámetro adimensional k (definido a partir de la geometría del embalse), la diferencia entre los caudales de salida de ambos métodos de tránsito, proponiéndose un límite superior de $k = 115$ para el empleo del método hidrológico; así, si en un embalse, k supera dicho valor, es necesario usar el método hidráulico.

El tema de ninguna manera está agotado, se podría seguir investigando, por ejemplo, el comportamiento de embalses con diferentes tipos de obra de excedencias, como túneles u orificios; en este trabajo se

consideraron sólo vertedores de cresta libre. También se podría estudiar el comportamiento de embalses con dos o más entradas al vaso; en este trabajo sólo se consideró una entrada, localizada en la llegada del cauce principal al embalse.

Agradecimientos

Mi más sincero agradecimiento al Dr. Sergio Ignacio Martínez-Martínez. Su orientación y apoyo me permitieron realizar este trabajo. Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt), por el apoyo económico otorgado durante 2016-2018 para llevar a cabo mis estudios de maestría, así como a la Universidad Autónoma de Aguascalientes (UAA) por ser la institución que me ha permitido desarrollarme como profesionista.

Referencias

- Aparicio-Mijares, F. J. (2009). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México, DF, México: Limusa.
- Bladé-Castellet, E. (2005). *Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensiones* (tesis para obtener el grado de doctor en ingeniería civil). Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Cea, L., & Bladé, E. (2015). A simple and efficient unstructured finite volume scheme for solving the shallow water equations in overland flow applications. *Water Resources Research*, 51(7), 5464-5486. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/2014WR016547>
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied hidrology*. New York, USA: McGraw-Hill.
- De Wrachien, D., & Mambretti, S. (2001). *Mathematical models in flood management: Overview, laboratory test and case of study* (Vol. 52). Southampton, UK: WIT Press.
- Google Earth. (2017). *El globo terráqueo más completo*. Recuperado de <https://www.google.com/intl/es/earth/>
- Comparison of hydraulic and hydrologic routing on three long reservoirs. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123, 153-156.

- Hicks, F. E. (1996). Hydraulic flood routing with minimal channel data: Peace River, Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23, 524-535.
- Iberaula. (2017). Iber Model. Recuperado de <http://iberaula.es/>
- INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (2017). *INEGI*. Recuperado de <http://www.inegi.org.mx/>
- Jingyun, S. (2015). *Hydrologic and hydraulic model development for flood mitigation and routing method comparison in Soap Creek Watershed, Iowa* (thesis for the Master of Science degree). University of Iowa, United State of America.
- MapWindow GIS. (2016). *MapWindow GIS*. Recuperado de <http://www.mapwindow.org/>
- Martínez-Martínez, S. I. (2011). *Introducción a la hidrología superficial* (2ª. ed.). Aguascalientes, México: Textos Universitarios.
- Merkel, W. H., & Moody, H. F. (2014). Flood routing. In: *National Engineering Handbook* (p. 78). Washington, DC, USA: USDA.
- QGIS. (2017). *QGIS. Un Sistema de Información Geográfica libre y de Código Abierto*. Recuperado de <https://www.qgis.org/es/site/index.html>
- Rehman, H. U., Zollinger, M. W., & Collings, G. B. (2003). Hydrological vs. hydraulic routing. Possibilities with two-dimensional hydraulic modelling (p. 6). *28th International Hydrology and Water Resources Symposium*, Wollongong, Australia.