



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA CHAPINGO

POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO
INTEGRAL DEL AGUA

ANÁLISIS DE UNA PROPUESTA DE AFORADOR DE
GARGANTA LARGA MODIFICADO PARA FLUJO CON
SEDIMENTOS

TESIS

Que como requisito parcial
para obtener el grado de:

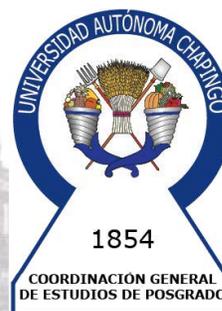
DOCTOR EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL
AGUA

Presenta:

JUAN GABRIEL BRIGIDO MORALES

Bajo la supervisión de:

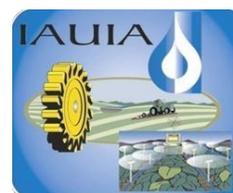
MAURICIO CARRILLO GARCÍA, Ph. D.



APROBADA



Chapingo, Estado de México, noviembre de 2022

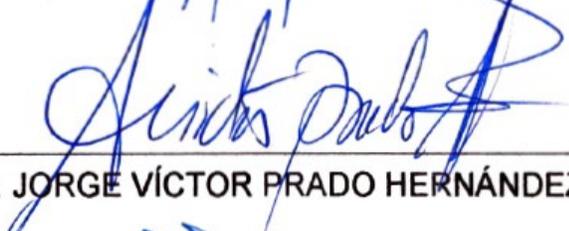


ANÁLISIS DE UNA PROPUESTA DE AFORADOR DE GARGANTA LARGA MODIFICADO PARA FLUJO CON SEDIMENTOS

Tesis realizada por Juan Gabriel Brigido Morales bajo la supervisión del Comité Asesor indicado, aprobada por el mismo y aceptada como requisito parcial para obtener el grado de:

DOCTOR EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA

DIRECTOR: 
Ph. D. MAURICIO CARRILLO GARCÍA

ASESOR: 
Dr. JORGE VÍCTOR PRADO HERNÁNDEZ

ASESOR: 
Dr. JORGE FLORES VELÁZQUEZ

LECTOR EXTERNO: 
Dr. HUMBERTO IVÁN NAVARRO GÓMEZ

CONTENIDO

LISTA DE CUADROS	vi
LISTA DE FIGURAS	viii
DEDICATORIAS	xii
AGRADECIMIENTOS	xiii
DATOS BIOGRÁFICOS	xiv
RESUMEN GENERAL	xv
GENERAL ABSTRACT	xvi
1 INTRODUCCIÓN GENERAL	17
1.1 ANTECEDENTES.....	20
1.2 PROBLEMÁTICA.....	25
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	25
1.4 HIPÓTESIS.....	26
1.5 OBJETIVOS.....	27
1.6 ESTRUCTURA DE LA TESIS.....	27
2 REVISIÓN DE LITERATURA	30
2.1 TEORÍA HIDRÁULICA EN LOS AFORADORES DE GARGANTA LARGA	30
2.1.1 Flujos unidimensionales	30
2.1.2 Ecuación de continuidad	30
2.1.3 La ecuación de energía de Bernoulli	31
2.2 EL SOFTWARE WINFLUME EN EL DISEÑO DE AFORADORES	39
2.2.1 Componentes de un aforador de garganta larga.....	40
2.2.2 Criterios de diseño	43
2.2.3 Incertidumbre de medición	44
2.3 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LOS FENÓMENOS HIDRÁULICOS	45
2.3.1 Simulación unidimensional.....	45
2.3.2 Simulación bidimensional.....	49

2.3.3	Simulación tridimensional.....	52
2.4	LITERATURA CITADA	55
3	ANÁLISIS HIDRÁULICO DE TRES PROPUESTAS DE DISEÑO DE AFORADORES PARA RESOLVER PROBLEMAS DE SEDIMENTACIÓN.....	57
3.1	Resumen	57
3.2	Abstract.....	58
3.3	Introducción	58
3.4	Materiales y métodos.....	60
3.5	Resultados y discusión	67
3.6	Conclusiones	74
3.7	Referencias.....	75
4	ANÁLISIS HIDRÁULICO UTILIZANDO CFD DE UNA ESTRUCTURA AFORADORA DE GARGANTA LARGA PARA FLUJO CON SEDIMENTOS ..	79
4.1	Resumen	79
4.2	Abstract.....	80
4.3	Introducción	80
4.4	Materiales y métodos.....	82
4.4.1	Modelo geométrico para agua limpia	83
4.4.2	Modelo geométrico del aforador modificado por sedimento	84
4.4.3	Simulaciones hidráulicas.....	85
4.4.4	Medición y procesamiento de resultados	89
4.5	Resultados y discusión	91
4.6	Conclusiones	101
4.7	Agradecimientos	102
4.8	Referencias.....	102
5	MEMORIAS DE TRABAJOS EXPUESTOS EN CONGRESOS INTERNACIONALES	106
5.1	PROPUESTA DE AFORADORES PARA MICROCUENCAS Y SU ANÁLISIS HIDRÁULICO MEDIANTE SOLUCIONES NUMÉRICAS EN IBER..	107

5.2	ANÁLISIS NUMÉRICO MEDIANTE IBER DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE AFORADORES DE GARGANTA LARGA MODIFICADOS, PARA CUENCAS PEQUEÑAS CON AZOLVES	110
6	CONCLUSIONES GENERALES	128
7	LITERATURA CITADA GENERAL	129

LISTA DE CUADROS

Cuadro 3.1. Dimensiones de las estructuras de aforo diseñadas.	61
Cuadro 3.2. Dimensiones de las estructuras de aforo diseñadas para probar el efecto de la acumulación de sedimentos a la entrada de la estructura.....	62
Cuadro 3.3. Valores determinados por WinFlume para los caudales circulantes en los aforadores.	67
Cuadro 3.4. Valores determinados con Iber para la profundidad de flujo, basada en los caudales determinados con WinFlume.	70
Cuadro 3.5. Indicadores estadísticos calculados para los valores de profundidad del flujo determinados con Iber® en los aforadores originales y modificados, con respecto a los valores obtenidos con WinFlume®.	71
Cuadro 3.6. Ecuaciones ajustadas y coeficiente de determinación determinados a la entrada de los aforadores propuestos en el escenario 1.	71
Cuadro 3.7. Ecuaciones ajustadas y coeficiente de determinación calculado a partir de las mediciones en el sitio seleccionado de la rápida de las estructuras de aforo.....	73
Cuadro 3.8. Indicadores estadísticos calculados para los valores de profundidad del flujo determinados con Iber® en los aforadores del escenario 2 con respecto a los valores del escenario1.	73
Cuadro 4.1. Variables hidráulicas de importancia, determinadas a la entrada de la estructura de aforo propuesta.	91
Cuadro 4.2. Estadísticos determinados para los resultados de las simulaciones hidráulicas a la entrada de la estructura.	93
Cuadro 4.3. Errores de la profundidad del flujo entre las simulaciones de flujo en la rápida de la estructura de aforo original y la estructura de aforo con área hidráulica reducida.	98

Cuadro 4.4. Ecuación potencial de la relación Q vs h en los sitios tres y cuatro en la rápida de la estructura de aforo para las simulaciones 1D (HEC-RAS®), 2D (Iber®) y 3D (ANSYS® CFX®). 100

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Regiones hidrológicas de México (arriba) y cuencas hidrológicas (abajo).....	17
Figura 1.2. Estaciones hidrométricas operando en el país.	18
Figura 1.3. Bosquejo de la propuesta de estructura de aforo.	26
Figura 2.1. Ilustración para la ecuación de continuidad	31
Figura 2.2. La energía de una partícula de fluido para un flujo constante.....	32
Figura 2.3. Distribución de presión hidrostática.	34
Figura 2.4. Influencia de la curvatura de la línea de corriente en la distribución de la presión.	35
Figura 2.5. Curva de energía específica.	37
Figura 2.6. Nivel de energía en la estación de medición y en la sección de control.	39
Figura 2.7. Nivel de energía en la estación de medición y en la sección de control.	40
Figura 2.8. Esquema para la definición de la ecuación de continuidad.....	48
Figura 3.1. Vista isométrica de los aforadores diseñados y provistos de una rápida al final de la estructura: a) aforador rectangular, b) aforador trapecial y c) aforador triangular.....	62
Figura 3.2. Vista isométrica de los aforadores diseñados, provistos de una rápida al final de la estructura y con modificaciones en la sección de entrada y convergencia: a) aforador rectangular, b) aforador trapecial y c) aforador triangular.....	63
Figura 3.3. Relación entre los caudales y la profundidad de flujo calculada en la entrada de las estructuras de aforo propuestas.....	69
Figura 3.4. Comportamiento del flujo en el aforador rectangular correspondiente al escenario 1, para un caudal de $25.7666 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$	69

Figura 3.5. Ajuste de curvas Q-h para las mediciones del sitio seleccionado en la rápida de los tres aforadores incluidos en el escenario 1.	72
Figura 4.1. Esquema de la estructura de aforo propuesta mostrando las 4 secciones que la conforman.	83
Figura 4.2. Modificación propuesta a la estructura de aforo original simulando la afectación por acumulación de sedimentos.	85
Figura 4.3. Sitios de medición de la profundidad del agua para los caudales simulados.	90
Figura 4.4. Relación entre los caudales y la profundidad de flujo calculados en la entrada de la estructura de aforo propuesta.	92
Figura 4.5. Relación Resultados del comportamiento de flujo en una estructura de aforo con pendiente de salida al 20% para un caudal de $23.1666 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$ (a) y b) HEC-RAS®, c) y d) Iber® y e) y f) ANSYS CFX®).	93
Figura 4.6. Comparación entre la profundidad de agua calculada para los diferentes caudales simulados en la entrada de la estructura de aforo.	94
Figura 4.7. Perfiles de agua obtenidos de los caudales simulados mediante el programa HEC-RAS®, en la rápida de la estructura aforadora para las cuatro pendientes evaluadas: a) 30%, b) 20%, c) 10% y d) 5%.	95
Figura 4.8. Perfiles de agua obtenidos de los caudales simulados mediante el programa Iber®, en la rápida de la estructura aforadora para las cuatro pendientes evaluadas: a) 30%, b) 20%, c) 10% y d) 5%.	96
Figura 4.9. Perfiles de agua obtenidos de los caudales simulados mediante el programa ANSYS® CFX®, en la rápida de la estructura aforadora para las cuatro pendientes evaluadas: a) 30%, b) 20%, c) 10% y d) 5%.	97
Figura 4.10. Comparación de las relaciones Q vs h, obtenidas en el sitio de medición tres en la estructura de aforo propuesta y para pendientes en la rápida de (a) 30%, b) 20%, c)10% y d) 5%).	99

Figura 4.11. Comparación de las relaciones Q vs h, obtenidas en el sitio de medición cuatro en la estructura de aforo propuesta y para pendientes en la rápida de (a) 30%, b) 20%, c)10% y d) 5%).....100

"Todos los ríos van al mar, y el mar jamás se llena. Y los ríos vuelven al lugar de donde salieron, para volver a recorrer su camino".

Eclesiastés 1:7

DEDICATORIAS

Con cariño para mi familia

«Las familias son como las ramas de un árbol. Crecemos en diferentes direcciones, pero nuestras raíces permanecen como una sola»

Autor desconocido.

AGRADECIMIENTOS

Al Consejo de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por la beca otorgada que me permitió continuar con mis estudios de posgrado culminando así esta etapa.

Al Posgrado en Ingeniería Agrícola y Uso Integral del agua por la oportunidad recibida, en especial a cada uno de profesores y personal administrativo

A la Dirección General de Investigación y Posgrado, por los recursos recibidos en apoyo a la presente investigación a través del Proyecto de Investigación 21100-C-65

A la Coordinación General de Estudios de Posgrado, al Dr. Maximino Huerta Bravo, por las gestiones realizadas en apoyo a la presente investigación, tanto para su desarrollo, como para su difusión a través de la presentación en congresos.

Al Departamento de Irrigación y el Departamento de Ingeniería Mecánica Agrícola, por el apoyo financiero y técnico recibido.

A cada uno de los miembros de mi comité asesor, al Ph. D. Mauricio Carrillo García por la dirección y apoyo durante todo el proceso; al Dr. Jorge Víctor Prado Hernández y Dr. Jorge Flores Velázquez por las recomendaciones para la mejora en las diferentes etapas del trabajo y al Dr. Humberto Iván Navarro Gómez por las observaciones realizadas al documento, sin duda todos aportaron y sé que seguirán haciéndolo para la conclusión de esta investigación.

A cada una de las personas que han formado parte de esta carrera de la vida, en la que hoy culmina una etapa y que me han ayudado a crecer en todos los aspectos.

DATOS BIOGRÁFICOS



Datos Personales

Nombre	Juan Gabriel Brigido Morales
Fecha de nacimiento	12 de septiembre de 1985
Lugar de nacimiento	Teziutlán, Puebla
No. Cartilla militar	7924876
CURP	BIMJ850912HPLRRN00

Desarrollo académico

Bachillerato	Técnico administrativo y contable
Licenciatura	Ingeniería Agroindustrial (Céd. Prof. 9663367)
Maestría en Ciencias	Hidrociencias (Ced. Prof. 9703700)

Trayectoria

El autor de la presente tesis se ha desarrollado en la iniciativa privada como especialista en elaboración de estudios para la elaboración de proyectos ejecutivos de infraestructura hidroagrícola y energías renovables, particularmente en las áreas de Climatología agrícola, Hidrología, Hidráulica, Percepción remota y Sistemas de Información Geográfica. Asimismo, ha participado asesorando algunas tesis y en diversos congresos, sobre todo en el ámbito de la irrigación.

RESUMEN GENERAL

ANÁLISIS DE UNA PROPUESTA DE AFORADOR DE GARGANTA LARGA MODIFICADO PARA FLUJO CON SEDIMENTOS

México es un país que cuenta con pocos dispositivos de medición de caudales en cuencas pequeñas, además este tipo de cuencas tienen pocas mediciones de caudales cuando ocurre una tormenta. Sin embargo, es muy importante prestar atención a este tipo de mediciones para el uso eficiente de los recursos hídricos. Este trabajo aborda como posible solución, la construcción de una estructura basada en los principios de los aforadores de garganta larga para la gestión de las cuencas pequeñas. A esta estructura se ha añadido un aforador supercrítico al final de la garganta donde se instalará un pozo de observación. Este segundo sitio servirá para seguir tomando lecturas cuando el primer pozo se obstruya a causa de los sedimentos. Por lo tanto, en este trabajo se desarrolló un estudio hidráulico en forma bidimensional por medio de la Dinámica de Fluidos por Computadora (CFD) para tres canales con sección transversal rectangular, triangular y trapezoidal, con el fin de encontrar el mejor comportamiento en el canal supercrítico donde la sección rectangular fue la mejor para este canal rectangular, además de su fácil fabricación o construcción. A partir de este resultado, se realizó un nuevo análisis en una sección transversal rectangular con diferentes pendientes en el aforador supercrítico, para diferentes sitios de medición, se realizó un análisis CFD para coordenadas, unidimensional, bidimensional y tridimensional utilizando el software HEC-RAS®, Iber® y ANSYS® CFX®. Así, los resultados mostraron que la mejor ubicación del pozo de observación en el aforador supercrítico se situará $2/5$ partes utilizando una pendiente del 10%, obteniendo un R^2 de 0,999 y un error máximo del 5%.

Palabras clave: Esguimientos naturales, cuencas pequeñas, flujo con sedimentos, medición de agua, simulación hidráulica.

Tesis de Doctorado en Ingeniería
Posgrado en Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua, Universidad Autónoma Chapingo
Autor: Juan Gabriel Brigido Morales
Director de Tesis: Ph. D. Mauricio Carrillo García

GENERAL ABSTRACT

ANALYSIS OF A PROPOSAL FOR A MODIFIED LONG THROATED FLUME FOR FLOW WITH SEDIMENT

Mexico is a country which has few measurement devices for flow rate in small watersheds, furthermore this kind of watersheds have few flow-rate measurement when a storm happened. However, it is very important take attention in this kind of measurement for using water resources efficiently. This work approaches to possible solution of one construction of a structure based on the principles of the long-throated flumes for small watershed management. This structure has the addition of a supercritical flume at the end of throat where a tap will be added. This second site of lectures will be continue taking lectures when the first well is clogged because of sediment. Consequently, in this work was developed a hydraulic study in two-dimensional way by Computer Fluid Dynamics (CFD) for three flumes with rectangular, triangular and trapezoidal cross section, in order to find the best behavior performance in supercritical flume where the rectangular section was the best for this flume in addition it has easy made using manufacture or construction. From this result, a new analysis in a rectangular cross section with different slopes in the supercritical flume, for different measurement sites, was carried out a CFD analysis for coordinates, one-dimensional, two-dimensional, and three-dimensional using HEC-RAS®, Iber® and ANSYS® CFX® software. Therefore, results showed that best location of the tap in the supercritical flume will be locate at 2/5 part using a 10% slope, obtaining an R2 of 0.999 and a maximum 5% error.

Keywords: Natural runoff, small watersheds, sediment flow, water measurement, hydraulic simulation.

Doctoral thesis

Postgraduate in Agricultural Engineering and Integrated Use of Water, Universidad Autónoma Chapingo

Author: Juan Gabriel Brigido Morales

Advisor: Ph. D. Mauricio Carrillo García

1 INTRODUCCIÓN GENERAL

México es un país con una superficie aproximada de 1,959 millones de km² de superficie continental, donde el relieve ha dado lugar a un gran número de escurrimientos superficiales (tanto perennes como intermitentes). Para propósitos de administración de las aguas nacionales, se han definido 757 cuencas hidrológicas; las cuales se encuentran organizadas en 37 regiones hidrológicas que se muestran en la Figura 1.1 (CONAGUA, 2019).

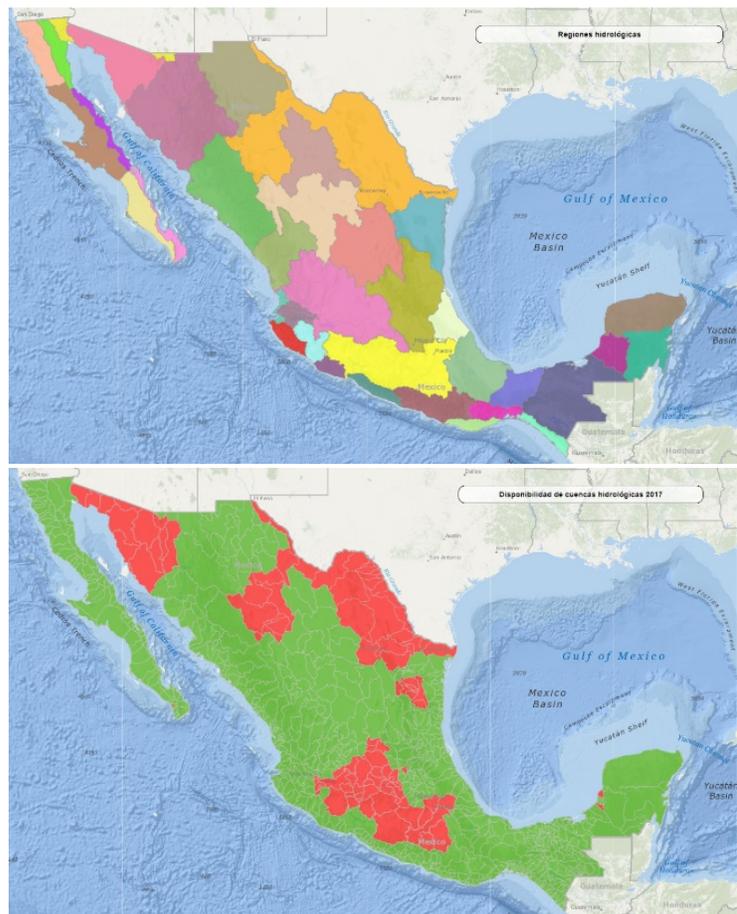


Figura 1.1. Regiones hidrológicas de México (arriba) y cuencas hidrológicas (abajo)

Fuente: CONAGUA, 2019.

Si bien, existe un gran número de cuencas (con superficies que van desde los 200 hasta los 20,000 km²), la información disponible de cada una de ellas es escasa. Uno de los principales indicadores con el cual se debería contar es el volumen de agua escurrido y para ello la Comisión Nacional del Agua cuenta con una serie de estaciones hidrométricas distribuidas en el país; sin embargo, solamente existen un total de 815 estaciones operando, cuya distribución no es homogénea (CONAGUA, 2019).

Esto significa que todavía existe una gran escasez de información, pues como se puede apreciar la Figura 1.2 donde se muestra la ubicación de las estaciones hidrométricas, existen grandes extensiones de superficie donde no existe infraestructura para el registro de los escurrimientos.



Figura 1.2. Estaciones hidrométricas operando en el país.

Fuente: CONAGUA, 2019.

Contar con registros de caudales de ríos y arroyos tienen una gran importancia como datos básicos, pues a través de ellos se puede conocer la disponibilidad de agua y su variabilidad en el tiempo y el espacio; además de utilizarse en la planificación y diseño de proyectos relacionados con las aguas superficiales, y también en la gestión u operación de dichos proyectos una vez finalizados los mismos (WMO, 2010).

Mientras tanto, en la actualidad y ante la ausencia de información medida, se recurre a su inferencia utilizando modelos hidrológicos; por ejemplo, para el caso de estimación de información relativa a una lámina de lluvia en específico, aun cuando éstos han sido desarrollados en otras partes del mundo y pudieran no ser adecuados por la forma en que las cuencas responden a la precipitación (Gupta et al., 2008; Hrachowitz, 2013). Otro caso que se puede mencionar es la aplicación de la NOM-011-CONAGUA-2015 “Conservación del recurso agua - Que establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales” (DOF, 2021); cuyo principio es el mismo de los métodos hidrológicos, aunque ajustado para considerar la precipitación total anual.

La actualidad nos muestra que existe una creciente demanda de agua en todos los sectores de la sociedad, lo que obliga a una constante búsqueda de tecnologías y métodos para una adecuada cuantificación. Por lo tanto, en el presente trabajo se aborda el análisis, diseño y construcción de un prototipo a escala reducida de una estructura de aforo que nos permita medir con buena precisión los gastos circulantes con flujos a altas velocidades (para permitir el arrastre de sedimentos), basándonos en el principio del funcionamiento de los aforadores de garganta larga.

1.1 ANTECEDENTES

Cuando hablamos de aforadores inmediatamente se evoca el “Canal Parshall” que es quizá la primera estructura de aforo ampliamente dada a conocer, fue presentada por Ralph L. Parshall en Colorado, Estados Unidos (Parshall y Rohwer, 1921) y siguió trabajando años posteriores sobre la misma, consiguiendo mejorar las lecturas de caudales circulantes hasta alcanzar una precisión de aproximadamente el 5% (Parshall,1926); además de lograr lecturas de mayores caudales (Parshall,1932). Años más tarde en Italia, Nebbia (1936) presenta una estructura para medir flujo basada en el mismo principio del Venturi, para ello incluía una sección restringida formada de dos parábolas opuestas sobre una sección de canal y cuyos primeros resultados experimentales se publicaron en 1938 (Nebbia, 1938). En 1942 en Suiza Khafagi presenta su tesis doctoral con una investigación que se basa en el hecho de mejorar las ecuaciones para calcular la cantidad de agua en los canales de Venturi, puesto que los mismos se basaban en el teorema de Bernoulli, sin tener en cuenta la curvatura del flujo en la sección transversal restringida.

La investigación sobre la aplicación del flujo crítico en canales, para medir caudales se desarrolló a nivel mundial, y probablemente no conozcamos toda, pero buena parte de estas investigaciones realizadas en la primera mitad del siglo XIX son mencionadas en el capítulo 4 del libro “Open-Channel Hydraulics” (Chow, 1959), y años más tarde Replogle (1970) publica un artículo en el que aborda una revisión acerca de los medidores de caudal utilizados en la gestión de los recursos hídricos.

A pesar de los años en que se inició la investigación sobre aforadores, se continuó buscando mejorar las estructuras para lograr un aumento en la

precisión de las mediciones; en los Países Bajos, Bos (1975) presenta una publicación sobre pequeñas estructuras hidráulicas donde se aborda desde los principios del flujo de fluidos aplicados a las estructuras de medición, equipo auxiliar para medición, selección de estructuras, y una explicación detallada que abarca vertedores de cresta ancha, vertedores de cresta afilada, vertedores de cresta corta, aforadores (de garganta larga, aforadores sin garganta con transición redondeada, aforadores Parshall, etc.) y orificios; mientras que ése mismo año en Estados Unidos Replogle (1975) presenta un trabajo que aborda el flujo crítico en canales con secciones transversales complejas, años más tarde Replogle y Clemmens (1979) desarrollan un aforador portátil para medir los caudales en canales de 0.305 m de ancho de base y pendientes laterales 1:1, parecido a un vertedor que constaba de una rampa de aproximación redondeada y una cresta ancha con una precisión de medición de $\pm 2\%$. Posteriormente, ya de manera conjunta Clemmens et al. (1984a) publican un diseño de aforador portátil para surcos y canales sin revestimiento, denominado aforador de medición portátil RBC (Replogle-Bos-Clemmens) y donde se esperaban errores inferiores al 2%; además de publicar vertedores de cresta ancha RBC para alcantarillas y tuberías circulares, destacando la alta precisión y fiabilidad para una amplia variedad de formas, para este tipo de estructura se preveía un margen de $\pm 3\%$ de error en los pronósticos de caudales (Clemmens et al. 1984b).

Bos et al. (1986) realizaron una nueva publicación donde presentaron paso por paso el procedimiento de diseño de estructuras de garganta larga (vertedores o aforadores) con base en las extensas pruebas de laboratorio y experiencia de instalaciones, de tal manera que no se tuviera que elegir entre una selección limitada de dispositivos previamente calibrados; el siguiente año, Clemmens et al. (1987a) presentan un nuevo método para diseñar los

aforadores basado en el número de Froude aguas arriba, pues este debía ser suficientemente alto para permitir el paso de sedimentos, pero al mismo tiempo lo suficientemente bajo para permitir una medición precisa de los niveles de agua, siendo sensible a los cambios de caudal con suficiente precisión. Además, Clemmens et al. (1987b) también presentaron un programa informático que permitía resolver el modelo matemático desarrollado hasta entonces para pronosticar caudales y la pérdida de carga necesaria en el diseño de aforadores de garganta larga.

Podríamos decir que éstas últimas investigaciones sientan las bases para el diseño de los aforadores de garganta larga que se construyen hasta hoy en día, aunque por supuesto no se puede negar que todas las investigaciones anteriores aportaron para el desarrollo este tipo de aforadores. Este mismo grupo continuó trabajando, añadiéndose posteriormente un nuevo investigador (Bos, 1989; Clemmens y Bos, 1992; Clemmens et al., 1993; Wahl y Clemmens, 1998; Wahl et al., 2000) para finalmente publicar en 2001 “Medición del agua con aforadores y vertedores” (Water Measurement with Flumes and Weirs, en inglés) donde abordan el proceso para diseñar (incluyendo la teoría y el uso de un programa informático), construir y operar aforadores de garganta larga y vertedores de cresta ancha; destacando además que los vertedores eran recomendables para canales de riego y los aforadores de garganta larga en corrientes naturales (Clemmens et al. 2001). Si bien el diseño de los aforadores de garganta larga se considera el paso de los sedimentos, está destinado sobre todo al uso de aguas limpias pues el mismo diseño y su funcionamiento favorece la acumulación de sedimentos en la sección anterior a la garganta.

Por otra parte, si nos referimos a aforo de flujo con sedimentos la investigación que existe es bastante reducida pudiendo citar a Wilm et al. (1938) cuyo trabajo

se centró en la investigación de un aforador para arroyos en el Bosque Experimental San Dimas, en California, donde encontraron que las cargas pesadas ocasionadas por la erosión causaban errores sustanciales en las mediciones, y aunque se presentó una estructura, esta solo se comportaba de forma satisfactoria en determinadas condiciones de campo. Bermel (1950) hizo varias pruebas modificando el aforador San Dimas, incluyendo ancho de la sección transversal, variaciones en la pendiente, rugosidad del canal, reducción de la longitud del aforador, entre otros, sin embargo, utilizó agua limpia (libre de sedimentos) en las pruebas realizadas lo cual no le permitió conclusiones definitivas. Asimismo, Brock y Krammes (1964) realizaron un estudio que buscaba determinar las curvas de gasto que mostraban los caudales de escorrentía de los canales típicos instalados en el bosque experimental San Dimas, debido a que encontraron discrepancias en los caudales calculados considerando las curvas de gasto teóricas; encontrando que había variaciones debido al oleaje que se producía para los mayores caudales, dado que la posición de las olas no era homogénea los registros variaban para un mismo gasto y esto daba lugar a un rango de profundidades para un caudal dado, de sus pruebas realizadas no concluyeron indicando algún porcentaje de error, sino que los resultados eran algo consistentes.

Gwinn (1964), publicó un diseño para medir caudales con sedimentos que superaba las deficiencias mostradas por vertedores y aforadores desarrollados previamente, denominado aforador de medición supercrítica de Walnut Gulch. Si bien sus observaciones mostraron un desempeño satisfactorio, también señaló la necesidad de construir un aforador único adaptado al sitio en donde se deseen realizar las mediciones, aunado a una calibración mediante pruebas con modelos; esto redujo la utilidad del prototipo mostrado. Años después Smith et al. (1981) realizaron nuevas pruebas con el

aforador de Walnut Gulch, encontrando que se presentaba asimetría lateral en el flujo. Así que, partiendo de los resultados realizaron análisis teóricos para modificar la estructura y llevaron a cabo pruebas experimentales, obteniendo un nuevo aforador supercrítico denominado Aforador Santa Rita, el cual fue diseñado para medir caudales en arroyos con flujos a altas velocidades y grandes concentraciones de sedimentos; aunque, remarcaron el hecho de que ningún aforador se adaptaba a todas las condiciones de flujo y sitios de medición (el suyo no era la excepción).

Un diseño diferente a los presentados anteriormente para medir flujo con sedimentos fue propuesto por Göğüş & Altınbilek (1994), quienes experimentaron con una estructura que consistía en un canal de sección transversal compuesta, pero con similitudes a los aforadores de garganta larga respecto a las secciones que conformaban la estructura; en el que probaron diferentes condiciones de flujo, además de utilizar diferentes tamaños y gravedades específicas de las partículas presentes en el flujo, proporcionando así criterios de diseño.

Castro-Orgaz & Mateos (2014) propusieron el uso de los aforadores de garganta larga combinando la teoría de la profundidad crítica con dos modelos de flujo de agua en saltos libres que pueden aplicarse cuando la salida del aforador presenta desnivel a la salida de la garganta, colocando para ello un sensor de medición de la profundidad de agua en el borde de salida de la garganta. Si bien, no presentan datos definitivos, de acuerdo con algunos datos presentados en el trabajo se observa una desviación del 3 al 6% de los valores teóricos con respecto a los experimentales.

A diferencia de las investigaciones realizadas en los aforadores con agua limpia, generalmente en los aforadores para flujo con sedimentos no se proporcionan porcentajes de error en las mediciones

1.2 PROBLEMÁTICA

Si bien existe mucha investigación respecto de las estructuras de aforo, la mayoría se ha enfocado en caudales con agua limpia, existiendo en menor proporción la dedicada a flujos con sedimentos. Además, no se ha presentado en la actualidad un aforador con buena precisión que permita medir los flujos en cauces naturales sin presentar fallas ocasionadas por el acarreo y acumulación de sedimentos; sobre todo en el caso de mediciones de escurrimientos producidos por tormentas.

Aunque en la actualidad los aforadores de garganta larga son conocidos porque con ellos se logra la mayor precisión en las mediciones, éstos también pueden fallar debido a la presencia de sedimentos en los flujos los cuales se depositan a la entrada de la estructura, modificando así la sección transversal, pero sobre todo provocando un taponamiento del pozo de observación donde se llevan a cabo las tomas de datos, provocando con ello la toma de lecturas erróneas.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Bajo estas condiciones, Replogle (Carrillo, 1999) planteó utilizar el diseño de un aforador de garganta larga agregando una rápida en la salida de la estructura y colocar un segundo pozo de observación en esta sección.

La propuesta contempla la toma lecturas paralelas en ambos pozos de observación, el dispuesto originalmente a la entrada de la estructura de aforo y el segundo colocado en la rápida; de esta manera ante eventos de

escurrimientos por tormentas se podrían utilizar inicialmente los registros del pozo de la entrada y cuando se detecte el taponamiento (ocasionado por los sedimentos) y anomalías en los datos registrados emplear los datos observados en el segundo pozo de observación, completando así los hidrogramas de las tormentas.

Sin embargo, es necesario identificar cual sería el sitio óptimo para la localización de pozo auxiliar de medición; en la Figura 1.3 se muestra de manera esquemática una estructura de aforo con las secciones propuestas y las posibles ubicaciones de los pozos auxiliares de medición.

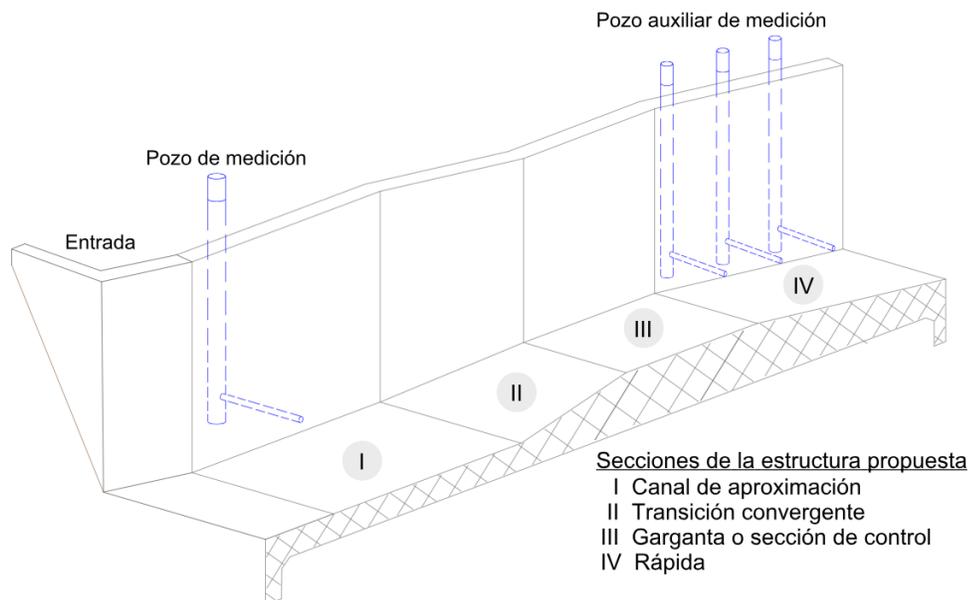


Figura 1.3. Bosquejo de la propuesta de estructura de aforo.

Fuente: Elaboración propia.

1.4 HIPÓTESIS

La aceleración del flujo da lugar al arrastre de sedimentos, evitando su acumulación; por lo tanto, al agregar una rápida a los aforadores de garganta larga se obtiene una nueva zona de estudio con flujo en régimen supercrítico, donde es posible seleccionar un sitio con una adecuada correlación entre caudales y profundidad de flujo, evitando el problema de taponamiento de los pozos de observación.

1.5 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Encontrar la forma geométrica, dimensiones del prototipo de estructura, sitio de medición y ecuación que nos permita predecir los gastos circulantes a partir del conocimiento de los tirantes de agua con el menor error posible ante la presencia de flujo con sedimentos.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar el comportamiento de los tirantes de agua en la rápida de la estructura variando las pendientes de ésta última.
- Encontrar el sitio de medición en la rápida en donde se pueda relacionar los tirantes y el gasto con el menor error posible mediante una ecuación.
- Determinar cambios en la precisión en el aforador cuando el flujo incluye presencia de sedimentos para diferentes caudales.

1.6 ESTRUCTURA DE LA TESIS

En el capítulo dos se presenta se presenta una breve revisión acerca de los principios en los que se basa el diseño de aforadores de garganta larga, así como algunos de los criterios a considerar en el momento de diseñar una estructura.

En el capítulo tres se aborda un análisis enfocado en el funcionamiento de tres aforadores de garganta larga que se diferencian por la geometría que se utilizó en la sección de control o garganta, es decir, triangular, rectangular y trapecial. El análisis se enfoca en la simulación hidráulica bidimensional de los diferentes gastos obtenidos con el programa de diseño de aforadores y la obtención de las curvas caudal-tirante (Q-h), donde se ha determinado el coeficiente de determinación de cada curva y se discute la ventaja de utilizar una geometría con respecto de las otras.

En el capítulo cuatro, se aborda el estudio de un aforador de garganta larga diseñado con sección rectangular para un rango de gastos de 10 a 50 l·s⁻¹, en este caso se consideraron tres variantes que se distinguen por la adición de una rápida con dimensiones semejantes a las de la garganta o sección de control con pendientes del 5%, 10%, 20% y 30%. Se incluye un análisis con los resultados de las simulaciones hidráulicas de cada variante de la estructura con los enfoques 1D (HEC-RAS), 2D (Iber) y 3D (ANSYS CFX), tomando lecturas a la entrada (sitio habitual de medición para aforadores de garganta larga) y 5 sitios de distribuidos en la rápida de cada estructura.

En el capítulo cinco se incluyen las memorias de 2 congresos a los que se enviaron trabajos intermedios que incluyen parte de los análisis realizados. En las memorias del 6th Congress IWA-México 2022 (ISSN en trámite) modalidad virtual se incluye un trabajo relativo al análisis de un aforador para un gasto máximo de 25 l·s⁻¹ con pendientes de 10%, 20% y 30% donde se empleó como material de construcción concreto bien acabado. En las memorias del 65° Congreso Internacional de ACODAL: Agua, Saneamiento, Ambiente y Energías Renovables (ISSN: 2539-0309); se incluyó un análisis de diseños para gastos de 250 l·s⁻¹, 500 l·s⁻¹ y 1000 l·s⁻¹, diseñados con concreto bien

acabado, donde se realizaron simulaciones hidráulicas con un enfoque bidimensional y en régimen no permanente.

Finalmente, en el capítulo seis se presentan las conclusiones generales de la investigación.

2 REVISIÓN DE LITERATURA

Todos los aforadores de garganta larga son estructuras con una transición convergente aerodinámica que conduce a un umbral elevado y/o a una sección de garganta estrecha donde se produce un flujo de profundidad crítica. Además, la longitud del umbral o la garganta en la dirección del flujo es suficiente para que las líneas de corriente que pasan por la sección de profundidad crítica sean esencialmente paralelas entre sí. Esta característica permite utilizar la teoría hidráulica unidimensional establecida para determinar la relación de calibración entre el caudal circulante (Q) y la altura referida al fondo de la garganta (h), medida en el canal de aproximación aguas arriba de la garganta (Clemmens et al., 2001).

2.1 TEORÍA HIDRÁULICA EN LOS AFORADORES DE GARGANTA LARGA

2.1.1 Flujos unidimensionales

Cuando se habla de flujos unidimensionales, se hace referencia a que la velocidad del flujo ocurre solamente en la dirección de flujo, de manera que las componentes de la velocidad en dirección transversal y vertical son cero (Chaudhry, 2008)

2.1.2 Ecuación de continuidad

La ecuación de continuidad, como se denomina en Ingeniería Hidráulica, deriva de la ley de la conservación de la masa (Chaudhry, 2008). Puesto que el agua es considerada como un flujo incompresible (densidad es constante); se puede decir que, para un flujo constante, el caudal (Q) que fluye a través de una sección, es el producto de la componente de velocidad media

perpendicular a la sección (v) y el área de la sección (A) (Clemmens et al., 2001).

Si se considera el flujo de agua, como se muestra en la Figura 2.1, con un flujo constante y definiendo dos secciones entre los límites, la ecuación de continuidad se puede escribir:

$$Q = v_1 \cdot A_1 = v_2 \cdot A_2 \quad (2.1)$$

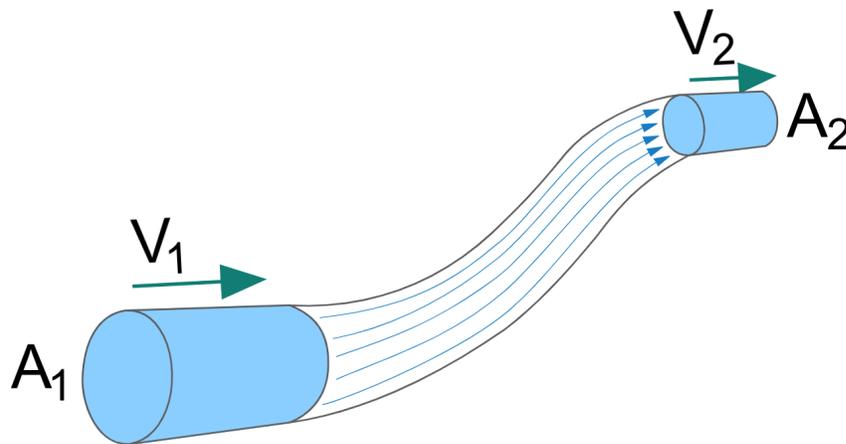


Figura 2.1. Ilustración para la ecuación de continuidad

Fuente: Adaptado de Yuksel et al. (2020)

2.1.3 La ecuación de energía de Bernoulli

De acuerdo con Clemmens et al. (2001), cada partícula de agua tiene una velocidad individual (v), una elevación (Z) y una presión que están relacionadas con cantidades de energía que son de interés de la siguiente manera:

$$\frac{1}{2} \rho v^2 = \text{Energía cinética por unidad de volumen,}$$

P = Energía de presión por unidad de volumen, y
 ρgZ = Energía potencial por unidad de volumen,

Luego, al tratarse del estudio del agua, se puede suponer una densidad constante ($\rho=1000 \text{ kg/m}^3$) y asumir que la aceleración debida a la gravedad no cambia en el mundo ($g=9.81 \text{ m/s}^2$); por lo tanto, al dividir las energías anteriores por el producto ρg , estas energías se pueden escribir por unidad de peso y expresarse en términos de profundidad del agua o carga (m):

$v^2/2g$ = carga de velocidad,
 $P/\rho g$ = carga de presión, y
 Z = carga por elevación.

Las tres cargas se ilustran en la Figura 2.2, donde se observa una partícula de agua en dos ubicaciones diferentes.

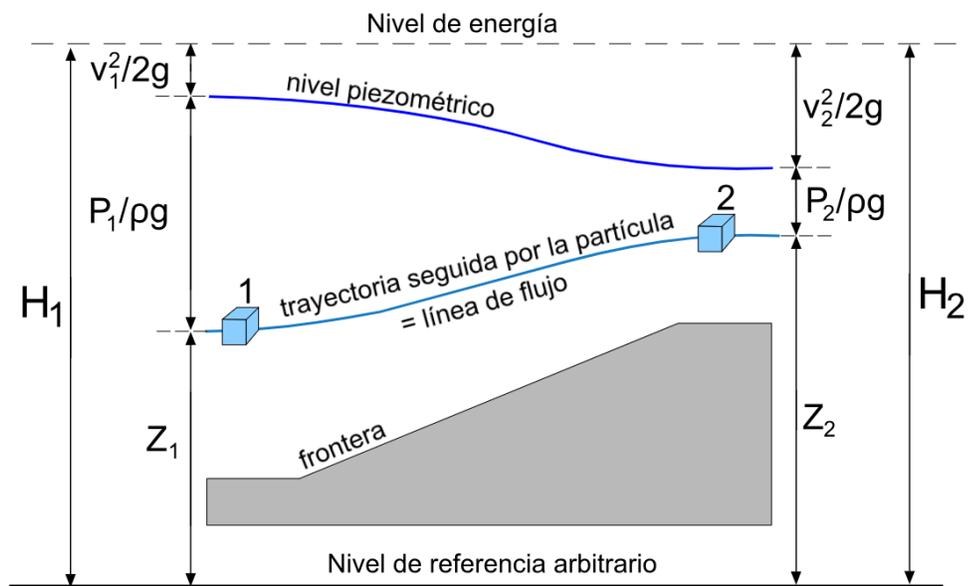


Figura 2.2. La energía de una partícula de fluido para un flujo constante.

Fuente: Adaptado de Clemmens et al. 2001.

Atendiendo a la figura 2.2, para las partículas de agua en las ubicaciones 1 y 2, se puede escribir:

$$H_1 = \frac{P_1}{\rho g} + Z_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad (2.2)$$

$$H_2 = \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 + \frac{u_2^2}{2g} \quad (2.3)$$

Por otra parte, si la distancia entre 1 y 2 es corta y se puede despreciar la pérdida de energía debido a la fricción y la turbulencia, se puede suponer que H_2 es igual a H_1 y, por lo tanto:

$$\frac{P_1}{\rho g} + Z_1 + \frac{v_1^2}{2g} \approx \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 + \frac{v_2^2}{2g} \quad (2.4)$$

Las ecuaciones 2.2 a 2.4 son formas alternativas de la conocida ecuación de Bernoulli y son válidas a lo largo de cualquier línea de corriente. Aunque se debe tener en cuenta que cada partícula de agua fluye con una velocidad diferente en un lugar diferente y puede tener su propia carga de energía.

Distribución de la presión

De acuerdo con las condiciones de flujo en un canal, ocurrirá la distribución de la presión (Chaudhry, 2008). Sin embargo, en el caso del comportamiento ocurrido en los aforadores, se logra un flujo en el que las líneas de corriente son rectas y paralelas (Clemmens et al., 2001), consiguiéndose un comportamiento semejante al del agua en reposo, donde la presión que se produce se denomina presión hidrostática.

De acuerdo con Akan (2006), si se considera una columna de agua que se extiende desde el punto 1 (superficie del agua) hasta el punto 2 a una profundidad (y), con un área transversal horizontal de la columna A_0 , como se

ilustra en la Figura 2.3, tenemos que esta columna de agua es empujada hacia abajo por una fuerza igual a la presión que ejerce la atmosfera (P_{atm}) por el área de la columna de agua ($P_{atm} \cdot A_0$). Sin embargo, la columna también es empujada hacia arriba en el fondo por una fuerza debida a la presión absoluta del agua, (P_{abs}) en el punto 2; además, el peso de la columna de agua es una fuerza hacia abajo igual a la profundidad (y) por el peso específico del agua (γ o ρg).

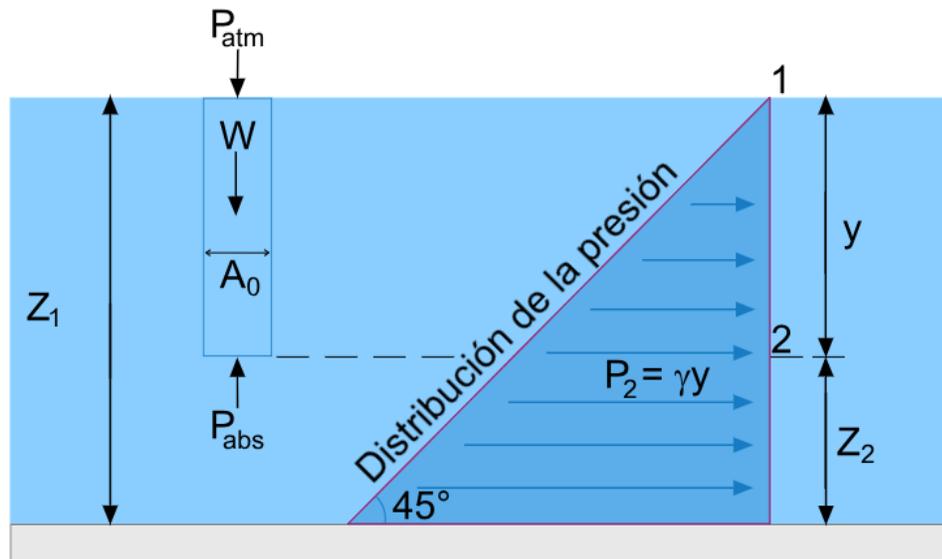


Figura 2.3. Distribución de presión hidrostática.

Fuente: Adaptado de Akan, (2006).

De manera resumida se puede decir que la presión hidrostática en cualquier punto del agua es igual al producto del peso específico del agua y la distancia vertical entre el punto y la superficie del agua; atendiendo a la Figura 2.3, se puede deducir la siguiente expresión:

$$\frac{P_2}{\rho g} + Z_2 = Z_1 = Constante \quad (2.5)$$

podría calcularse a partir de la teoría existente. Un ejemplo de ocurrencia de este tipo de fenómeno sucede cuando la sección de control o garganta es corta con respecto a la carga aguas arriba (Clemmens et al., 2001).

Energía específica

Dado que se trata de flujo en un sistema abierto a presión atmosférica y ésta se supone constante ($P_1=P_2$), entonces, el término de presión puede eliminarse de la ecuación de Bernoulli; no porque sea igual a cero, sino porque no varía a lo largo del sistema. Luego se define un nuevo término, la energía específica, que es simplemente la suma de los términos de carga de velocidad y elevación en la ecuación de Bernoulli (Moglen, 2015):

$$E = \frac{v^2}{2g} + Z \quad (2.7)$$

Si se toma como referencia el fondo del canal, entonces el término Z se transforma en la profundidad de flujo, por lo que la ecuación se puede reescribir como:

$$E = \frac{v^2}{2g} + y \quad (2.8)$$

Partiendo de que para un caudal dado la velocidad promedio es Q/A , entonces la ecuación de energía también puede escribirse como:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2.9)$$

Esta última ecuación relaciona el área hidráulica de un conducto con la profundidad del flujo y la energía específica, específicamente para el caso de flujo uniforme (Mott y Untener, 2015).

Cuando la profundidad del flujo se representa frente a la energía específica para una sección de canal y un caudal determinados, se obtiene una curva de energía específica como la que se presenta en la Figura 2.5. En cualquier punto de esta curva, la ordenada representa la profundidad, y la abscisa representa la energía específica que es igual a la suma de la carga de presión “y” y la carga de velocidad $v^2/2g$ (Chow, 1959).

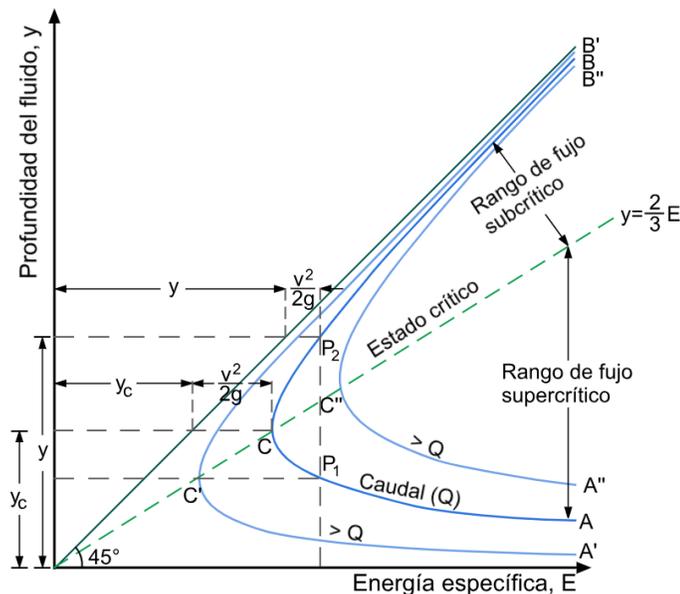


Figura 2.5. Curva de energía específica.

Distribución de la velocidad

Para poder determinar la energía total de todas las partículas de agua que pasan a través de la sección transversal completa de un canal; es necesario determinar la velocidad promedio de todas las partículas de agua. Sin embargo, la velocidad no tiene una distribución uniforme en la sección transversal del área de conducción, por lo tanto, se introduce un coeficiente de distribución de velocidad α de manera que:

$$\left(\frac{v^2}{2g}\right)_{med} = \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (2.10)$$

De acuerdo con Clemmens et al. (2001), en el caso de los aforadores, se tienen valores de α entre 1.03 y 1.10 para los canales de aproximación recta; mientras que, en las secciones de control en gargantas largas, se tiene una distribución de velocidad relativamente uniforme, con un valor de α menor que 1.01.

Aplicación de la ecuación de energía de Bernoulli en el aforador de garganta larga

Retomando cada una de las consideraciones que se han incluido, para el caso de los aforadores de garganta larga (Figura 2.6); dado que en las dos secciones que se consideran (la estación de medición y la sección de control), las líneas de corriente son rectas y paralelas. La carga de energía total se puede escribir de la siguiente manera:

Estación de medición.

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = h_1 + \frac{\alpha_1 Q^2}{2gA_1^2} \quad (2.11)$$

Sección de control.

$$H_c = y_c + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} \quad (2.12)$$

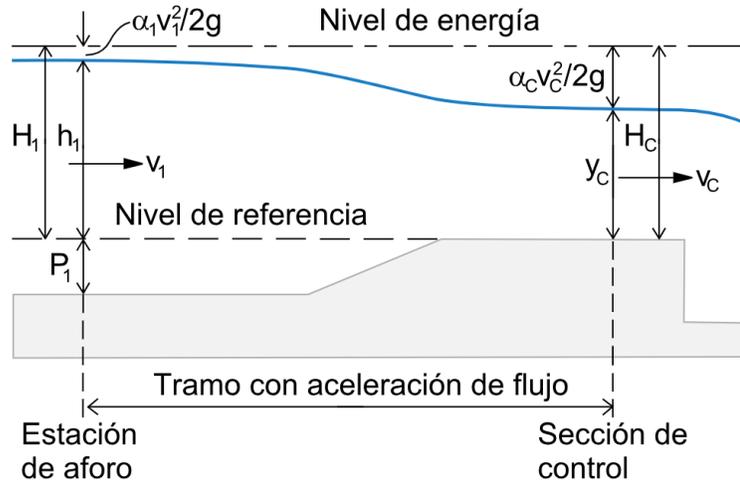


Figura 2.6. Nivel de energía en la estación de medición y en la sección de control.

Fuente: Adaptado de Clemmens et al. (2001).

Además, debido a que se acelera el flujo en un tramo muy corto, se puede considerar que las pérdidas de energía debido a la fricción y la turbulencia no son importantes y, por lo tanto, que $H = H_1 = H_c$. Pudiendo escribir la ecuación de energía de Bernoulli adaptada al tramo de análisis (Clemmens et al., 2001):

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \approx y_c + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} = H_c \quad (2.13)$$

2.2 EL SOFTWARE WINFLUME EN EL DISEÑO DE AFORADORES

WinFlume® es una herramienta desarrollada para el diseño de aforadores que se encuentra basada en las directrices establecidas por Clemmens et al. (2001), originalmente a través de la investigación cooperativa del Servicio de Investigación Agrícola (ARS) y el Instituto Internacional para la Recuperación y Mejora de Tierras (ILRI).

La versión 1.01 fue lanzada en diciembre de 1999 y la versión actualmente existente es la 2.0, lanzada en 2020 y disponible en el sitio web del servicio de Investigación Agrícola del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de América.

2.2.1 Componentes de un aforador de garganta larga

Los aforadores de garganta larga suelen componerse de 5 secciones, donde cada una de ellas debe cumplir con ciertos requerimientos de diseño; un bosquejo de los aforadores de garganta larga con cresta fija se muestra en la Figura 2.7.

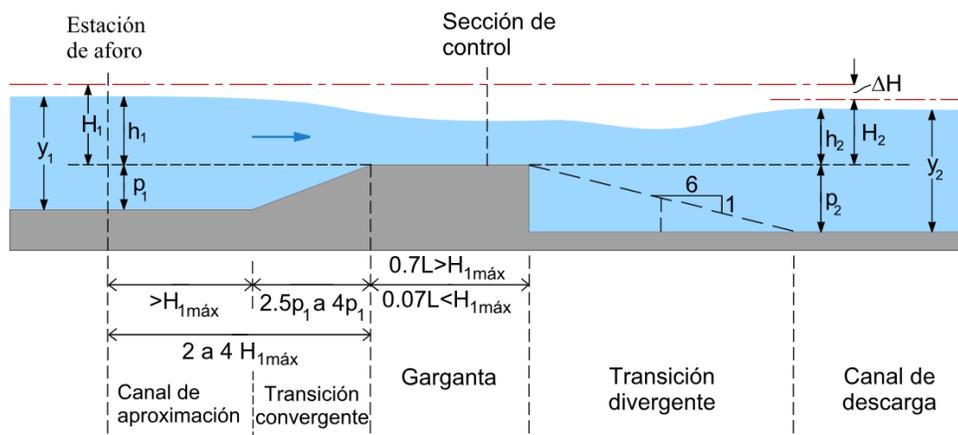


Figura 2.7. Nivel de energía en la estación de medición y en la sección de control.

Fuente: Adaptado de Bautista et al. (2020).

Las variables que aparecen en la figura se describen a continuación:

y_1 Es la profundidad del flujo en la sección de aproximación, medida desde el fondo del canal.

- h₁** Es la profundidad del flujo en la sección de aproximación, medida con relación al fondo de la sección de control.
- H₁** Es la carga de energía en la sección de aproximación, medida con relación al fondo de la sección de control. Es la suma de h₁ y la carga de velocidad ($\alpha v^2/2g$). Cuando en la notación los subíndices aparecen acompañados de “máx.” y “mín.”, se refiere a los caudales máximo y mínimo en su rango de operación.
- p₁** Es la altura de la garganta o sección de control con relación al fondo del canal de aproximación; donde en caso de utilizar una geometría triangular, la altura se mide considerando la parte inferior del triángulo.
- L** Es la longitud de sección de control o garganta.
- h₂** Es la profundidad del flujo en el canal de descarga, medida con relación al fondo de la sección de control.
- H₂** Es la carga de energía en el canal de descarga, medida con relación al fondo de la sección de control. Es la suma de h₂ y la carga de velocidad ($\alpha v^2/2g$).
- y₂** Es la profundidad del flujo en el canal de descarga, medida desde el fondo del canal.
- ΔH** Es la pérdida de carga de energía, la diferencia entre la carga de energía aguas arriba y aguas abajo (H_1-H_2).

Asimismo, se define cada una de las secciones que conforman los aforadores de garganta larga.

Canal de aproximación: Es la sección que crea las condiciones de flujo uniforme y simétricas, además de estabilidad en la superficie del agua; condiciones que ayudan a determinar su elevación con precisión.

Transición convergente: Esta sección tiene la función de permitir que el flujo se acelere suavemente hacia la garganta sin que existan discontinuidades ni separación del flujo.

Garganta: esta sección, también denominada sección de control es el sitio donde se alcanza la profundidad crítica del flujo; generalmente este sitio se ubica a 2 terceras partes de la longitud de la sección. Esta sección debe cumplir con dos características: una sección transversal constante en el sentido de la dirección del flujo y estar nivelada.

Transición divergente: esta sección puede formar parte de la estructura de manera opcional, pues su función es la de reducir la velocidad del flujo supercrítico proveniente de la garganta; sin embargo, si no es necesaria la recuperación de la energía, se puede prescindir de esta sección.

Canal de descarga: Esta sección está en función de la operación del canal, donde se instale el aforador, y el rango de los niveles de agua que se logran en la sección proporcionan la referencia para determinar la elevación y tamaño de la sección de control.

El caudal que circula por el aforador se calcula en función de la diferencia de elevación entre el nivel de agua en el canal de aproximación y el fondo de la sección de control o garganta (altura del umbral).

2.2.2 Criterios de diseño

Una característica esencial del funcionamiento de los aforadores es la contracción del flujo hasta producir un flujo crítico y aunque una contracción grande podría asegurarnos mediciones precisas, no es deseable tener contracciones tan grandes que pudieran afectar la operación en campo de los aforadores (Bautista et al., 2020). Así en WinFlume se debe cumplir con ciertos criterios para determinar la contracción requerida del caudal (Clemmens et al., 2001):

Numero de Froude.

Para lograr el desarrollo de una superficie del agua suficientemente uniforme, el número de Froude (Fr) en la sección de aproximación debe ser menor de 0.5, lo que nos permitirá lecturas precisas de h_1 .

Bordo libre.

Debido a la necesidad de generar un número de Froude bajo, el nivel de agua en la sección de aproximación aumenta; sin embargo, es necesario calcular un libre bordo que permita mantener la integridad de la estructura.

Sumergencia.

Para mantener el flujo modular (profundidad crítica en la sección de control) debe haber una pérdida de carga en el aforador. WinFlume calcula las pérdidas de carga requeridas con el fin de determinar el nivel de agua permitido aguas abajo de la sección de control; luego compara los niveles reales especificados por el usuario, con los permitidos para flujo máximo y mínimo bajo la premisa de que, si estos son permitidos, también lo serán los valores intermedios.

Precisión requerida para la medición de caudales

WinFlume evalúa los diseños de aforadores para asegurarse de que los errores combinados no excedan los especificados por el usuario, que de manera predeterminada en el programa son de $\pm 8\%$ y $\pm 4\%$ para caudales mínimo y máximo respectivamente.

2.2.3 Incertidumbre de medición

De acuerdo con lo reportado por Bautista et al. (2020), la incertidumbre de la medición se refiere a la diferencia entre el valor real de un caudal y el medido en la estructura, expresada en porcentaje. Una parte de la incertidumbre está asociada desde su origen a la relación calculada caudal-profundidad de flujo; sin embargo, otra parte de la incertidumbre resulta de errores cometidos en la construcción del aforador y errores en las mediciones de la profundidad de flujo. Como se mencionó anteriormente el error para la precisión requerida es mayor con el caudal mínimo, lo que implica que la incertidumbre también será mayor para el caudal mínimo; sin embargo, el error volumétrico real será pequeño. En este mismo sentido, la incertidumbre admisible será menor para caudal máximo, aunque en realidad en términos de volumetría el error será mayor, en comparación con los caudales pequeños.

Por supuesto, la incertidumbre permitida dependerá de la aplicación que se dé a la medición con estos aforadores y, por lo tanto, será especificada por el usuario; desde luego, la incertidumbre permitida puede relajarse cuando los errores son difíciles de reducir debido a las condiciones de diseño (Bautista et al., 2020).

2.3 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LOS FENÓMENOS HIDRÁULICOS

En la actualidad existe una gran variedad de modelos para realizar simulación hidráulica, los cuales constituyen una alternativa viable para observar el comportamiento del flujo en estructuras hidráulicas o canales, bajo diferentes condiciones de diseño y funcionamiento (Islam et al. 2008)

Una de las características que se ha considerado durante siglos con el propósito de explicar los procesos hidráulicos complejos, es la resistencia al flujo (Glock et al., 2019). La importancia de este tema en mecánica de fluidos se refleja en la gran cantidad de revisiones sobre rugosidad y resistencia al flujo (Jiménez, 2004).

La rugosidad aparece como una consideración en los límites de las paredes, para incluir la disipación de momento y energía que no se tienen en cuenta de manera explícita en las fórmulas simplificadas o discretas utilizadas en la ingeniería, es decir, la rugosidad es un modelo de los procesos físicos que se omiten. Si bien este es un concepto que aparecerá en las formulaciones para simulaciones unidimensional y bidimensional; esto no sucede en las simulaciones tridimensionales, donde la disipación de momento y energía se encuentran implícitas en las ecuaciones (Morvan et al, 2008).

2.3.1 Simulación unidimensional

Uno de los programas más utilizados para realizar simulaciones unidimensionales es HEC-RAS®, el cual se basa en la solución de las ecuaciones de Saint-Venant, suponiendo que el flujo de agua sucede solamente en dirección longitudinal de la estructura hidráulica que se representa por secciones transversales. El programa tiene la capacidad de realizar cálculos del perfil de superficie del agua para flujo permanente y

gradualmente variado, en canales naturales o artificiales y para régimen de flujo subcrítico, supercrítico y mixto (Brunner, 2016).

2.3.1.1 Flujo en régimen permanente

Aplicación de la ecuación de la energía

Para flujo en régimen permanente, los perfiles de la superficie del agua se calculan resolviendo la ecuación de la energía entre secciones transversales (ecuación 4.3) mediante un procedimiento iterativo (Brunner, 2016):

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (2.14)$$

Donde Z_1 y Z_2 corresponden a la elevación del fondo del canal, Y_1 y Y_2 a la profundidad del agua, V_1 y V_2 son las velocidades medias de flujo, α_1 y α_2 son los coeficientes de ponderación de la velocidad, g es la aceleración gravitacional y h_e es la pérdida de energía.

La pérdida de energía (h_e) entre dos secciones transversales se compone de las pérdidas por fricción y de las pérdidas por contracción o expansión. La ecuación 2.15 describe la pérdida de energía.

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2.15)$$

Donde L es la longitud de tramo ponderado para el cálculo del caudal, \bar{S}_f es la pendiente de fricción representativa entre dos secciones y C es un coeficiente de expansión o contracción

Y la longitud de tramo ponderado para el cálculo del caudal se obtiene con la ecuación 2.16:

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (2.16)$$

Donde L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} equivalen a la longitud del tramo de la sección transversal especificadas para el flujo sobre el lado izquierdo, centro y lado derecho, $\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{ch}, \bar{Q}_{rob}$ se refieren a la media aritmética de los caudales entre las secciones sobre el lado izquierdo, centro y lado derecho del canal.

Las pérdidas por fricción se consideran utilizando coeficientes de rugosidad (valores n de Manning), por lo que, si existen cambios notorios en la superficie del área de conducción, se divide el flujo en zonas con un valor específico de rugosidad, y se calcula el flujo en cada división para posteriormente determinar el caudal total.

Aplicación de la ecuación de momento

Cuando existe una transición de flujo subcrítico a supercrítico o de supercrítico a subcrítico se dice que es un flujo rápidamente variado donde la ecuación de energía ya no es aplicable y por lo tanto resulta necesario aplicar las ecuaciones de momento (ecuación 2.17).

$$\frac{Q_2^2\beta_2}{gA_2} + A_2\bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right)LS_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right)L\bar{S}_f = \frac{Q_1^2\beta_1}{gA_1} + A_1\bar{Y}_1 \quad (2.17)$$

Donde Q_1 y Q_2 son los caudales en los sitios 1 y 2, β_1 y β_2 son el coeficiente de momento que tiene en cuenta una distribución variable de la velocidad en canales irregulares en los sitios 1 y 2, g es la constante de aceleración gravitacional, A_1 y A_2 es el área mojada de la sección transversal en los sitios 1 y 2 respectivamente, \bar{Y}_1 y \bar{Y}_2 es la profundidad medida desde la superficie del agua hasta el centro de la sección transversal en los sitios 1 y 2, L es la distancia entre las secciones 1 y 2 a lo largo del eje "x", S_0 es la pendiente del

canal, basada en las elevaciones medias del fondo y \bar{S}_f es la pendiente de fricción.

2.3.1.2 Flujo en régimen no permanente

El flujo de agua en una corriente se puede explicar por el principio de conservación de la masa (continuidad) y el principio de conservación del momento, que matemáticamente se pueden expresar en forma de ecuaciones diferenciales parciales.

Ecuación de continuidad

La ecuación de continuidad puede definirse con ayuda de la Figura 2.8.

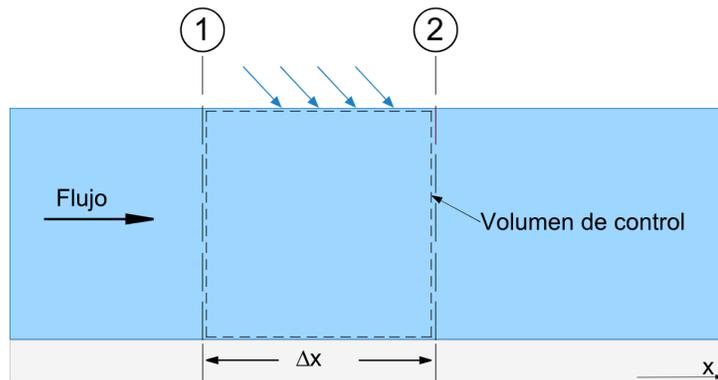


Figura 2.8. Esquema para la definición de la ecuación de continuidad.

Fuente: Adaptado de Chaudhry, 2008.

Si se tiene un flujo entre las secciones 1 y 2 que no es constante, entonces el caudal (Q), la velocidad del flujo (V) y la profundidad del flujo (h), son funciones de la distancia x (medida positiva en la dirección aguas abajo), y del tiempo, t . Luego, la ecuación puede escribirse como:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (2.18)$$

Donde A_T se refiere al área total de flujo y corresponde una sección transversal del canal utilizado como ejemplo, Q es el caudal circulante por el canal y q_l es el flujo lateral entrante al volumen de control.

Ecuación de momento

La conservación del momento para un volumen de control establece que la tasa neta de momento que entra en el volumen (flujo de momento) más la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre el volumen será igual a la tasa de acumulación de momento (Brunner, 2016); por lo que un análisis detallado del flujo de momento (masa del fluido por el vector velocidad en la dirección del flujo) y las fuerzas de presión, gravedad y fricción nos lleva a la ecuación 2.19:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (2.19)$$

Donde Q es el caudal, V es la velocidad en el sentido del flujo, g es la constante gravitacional, A es el área transversal en sentido del flujo, z es la elevación de la superficie del agua y S_f es la pendiente de fricción.

2.3.2 Simulación bidimensional

La modelación bidimensional representa un avance significativo respecto a la modelación 1D. El carácter bidimensional de un flujo a superficie libre suele estar reforzado por una escala de longitud horizontal mucho mayor que la vertical, y por un campo de velocidad casi homogéneo en la profundidad del agua (Cea et al. 2007); es decir, se asume que el flujo es predominantemente horizontal y que puede despreciarse la variación de la velocidad en el sentido vertical.

Uno de los softwares más utilizados actualmente para simulaciones bidimensionales es Iber®, el cual resuelve las ecuaciones bidimensionales de Saint Venant por el método de volúmenes finitos. Las ecuaciones representan los principios de conservación de la energía y momento de un volumen de agua en movimiento, contemplando los efectos de la turbulencia y la fricción ejercida por el viento sobre la superficie del agua (Bladé et al., 2014):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = 0 \quad (2.20)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t}(h U_x) + \frac{\partial}{\partial x} \left(h U_x^2 + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} (h U_x U_y) \\ = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial x} \right) \\ + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial y} \right) \end{aligned} \quad (2.21)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t}(h U_y) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h U_y^2 + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial x} (h U_x U_y) \\ = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial x} \right) \\ + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial y} \right) \end{aligned} \quad (2.22)$$

donde h es la profundidad, U_x y U_y son las velocidades horizontales en sentido principal y transversal del flujo promediadas en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, ρ es la densidad del agua, Z_b es la cota del fondo, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debida al rozamiento del fondo y v_t es la viscosidad turbulenta.

La fricción en el fondo del canal se calcula con ecuación de Manning en los sentidos principal y transversal del flujo:

$$\tau_{b,x} = \rho g h \frac{n^2 U_x |U|^2}{h^{4/3}}; \tau_{b,y} = \rho g h \frac{n^2 U_y |U|^2}{h^{4/3}} \quad (2.23)$$

La fricción sobre la superficie libre del agua ocasionada por el viento es calculada con la ecuación de Van Dorn, considerando la velocidad del viento a 10 m de altura de la superficie libre del agua (Van Dorn, 1953).

Además, para considerar la turbulencia existen diferentes modelos que se implementan, donde uno de los más usados es el modelo de turbulencia $k - \varepsilon$ de Rastogi y Rodi que resuelve una ecuación de transporte para la energía cinética turbulenta k y para la tasa de disipación de energía turbulenta ε (Rastogi y Rodi, 1978). Este modelo es de los más utilizados para simular flujos turbulentos poco profundos y se ha probado que genera buenos resultados e incluye las siguientes ecuaciones (Cea et al., 2007):

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial U_x k}{\partial x} + \frac{\partial U_y k}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + 2\nu_t S_{ij} S_{ij} + c_k \frac{u_f^3}{h} - \varepsilon \quad (2.24)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial U_x \varepsilon}{\partial x} + \frac{\partial U_y \varepsilon}{\partial y} \\ = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + c_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} 2\nu_t S_{ij} S_{ij} + c_\varepsilon \frac{u_f^4}{h^2} \\ + c_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} \end{aligned} \quad (2.25)$$

$$\nu_t = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}; c_k = c_f^{-1/2}; c_\varepsilon = 3.6 c_k^{3/2} c_{\varepsilon 2} c_\mu^{1/2}; c_f = \frac{\tau_b}{\rho} \frac{1}{|U|^2}$$

Con las constantes

$$c_\mu = 0.09; c_{\varepsilon 1} = 1.44; c_{\varepsilon 2} = 1.92; \sigma_k = 1.0 \text{ y } \sigma_\varepsilon = 1.31$$

U_x y U_y son las velocidades horizontales en sentido principal y transversal del flujo promediadas en profundidad, k energía cinética turbulenta, ε es la tasa de disipación de energía turbulenta, ν es la viscosidad, ν_t es la viscosidad

turbulenta, S_{ij} es el tensor de deformación horizontal, u_f es la velocidad de fricción de fondo,

2.3.3 Simulación tridimensional

Los modelos tridimensionales son particularmente útiles para la simulación del transporte turbulento de calor y masa; estos modelos suelen basarse en las ecuaciones diferenciales de Navier-Stokes promediadas por Reynolds (RANS) (Anari et al. 2020). Si bien en los modelos bidimensionales ya se considera la turbulencia, una ventaja de los modelos 3D es que la velocidad se considera en las 3 direcciones, lo que resulta útil cuando las estructuras hidráulicas propician un comportamiento complejo del flujo, donde resulta importante la escala de longitud vertical.

Si bien existe una gran variedad de softwares útiles para la modelación 3D, en este caso se aborda ANSYS® CFX®, un programa de dinámica de fluidos computacional (CFD) con la capacidad para la modelación de flujos laminares y turbulentos en estado estacionario o transitorio. Este programa utiliza el método de volúmenes finitos para discretizar el dominio del problema y resolver las ecuaciones diferenciales de Navier-Stokes promediadas por Reynolds (RANS) para cada volumen de control (ANSYS®, 2020).

Las ecuaciones para la conservación de la masa (continuidad) y el momento se pueden escribir como:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho U_j) = 0 \quad (2.26)$$

$$\frac{\partial \rho U_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho U_i U_j) = -\frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\tau_{ij} - \overline{\rho u_i u_j}) + S_M \quad (2.27)$$

Donde U es la velocidad, i y j son índices que representan las direcciones coordenadas, x_i representa las direcciones de las coordenadas ($i = 1$ a 3 para

las direcciones x , y e z), ρ es la densidad del flujo, t el tiempo, U el vector de velocidad, p la presión, u representa la velocidad turbulenta en cada dirección ($i = 1$ a 3 para las direcciones x , y e z), τ es el tensor de esfuerzo molecular, $\overline{\rho u_i u_j}$ es la tensión de Reynolds y S_M es la suma de las fuerzas del cuerpo (ANSYS, 2020).

2.3.3.1 El modelo de turbulencia $k - \varepsilon$

ANSYS CFX ha implementado diferentes modelos para incluir la turbulencia en las simulaciones, siendo los modelos de dos ecuaciones más populares y también mucho más sofisticados que los modelos de ecuación cero. Dentro de los modelos de dos ecuaciones se encuentran $k - \varepsilon$ y $k - \omega$, ambos utilizan la hipótesis de difusión de gradiente para relacionar las tensiones de Reynolds con los gradientes de velocidad media y la viscosidad turbulenta (ANSYS, 2020).

En el modelo de turbulencia $k - \varepsilon$, k es la energía cinética de la turbulencia y se define como la varianza de las fluctuaciones de la velocidad, mientras que ε es la disipación de los remolinos de la turbulencia (la tasa a la que las fluctuaciones de velocidad se disipan); al utilizar este modelo se introducen dos nuevas variables al sistema de ecuaciones de continuidad y momento, quedando de la siguiente manera (ANSYS, 2020):

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho U_j) = 0 \quad (2.28)$$

$$\frac{\partial \rho U_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho U_i U_j) = -\frac{\partial p'}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\mu_{eff} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \right] + S_M \quad (2.29)$$

Donde μ_{eff} es la viscosidad efectiva que tiene en cuenta la turbulencia, y p' es la presión modificada por la densidad, la energía cinética de la turbulencia y la viscosidad efectiva.

$$\mu_{eff} = \mu + \mu_t \quad (2.30)$$

Donde μ es la viscosidad y μ_t es la viscosidad turbulenta. Pero el modelo $k - \varepsilon$ asume que la viscosidad turbulenta está vinculada a la energía cinética de la turbulencia y disipación mediante la ecuación (2.31):

$$\mu_t = C_\mu \rho \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (2.31)$$

Donde $c_\mu = 0.09$

Los valores de k y ε provienen directamente de las ecuaciones diferenciales de transporte para la turbulencia energía cinética y la tasa de disipación de la turbulencia (ecuación 2.32 y 2.33):

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho U_j k) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + P_k - \rho \varepsilon + P_{kb} \quad (2.32)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho U_j \varepsilon) \\ = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + \frac{\varepsilon}{k} (C_{\varepsilon 1} P_k - C_{\varepsilon 2} \rho \varepsilon + C_{\varepsilon 3} P_{\varepsilon b}) \end{aligned} \quad (2.33)$$

Donde $C_{1\varepsilon} = 1.44$, $C_{2\varepsilon} = 1.92$, $c_\mu = 0.09$, $\sigma_k = 1.0$, $\sigma_\varepsilon = 1.3$.

P_k es la producción de turbulencia debido a las fuerzas viscosas:

$$P_k = \mu_t \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial U_i}{\partial x_j} - \frac{2}{3} \frac{\partial U_k}{\partial x_k} \left(3\mu_t \frac{\partial U_k}{\partial x_k} + \rho k \right) \quad (2.34)$$

Para flujo incompresible, como el agua $\partial U_k / \partial x_k$ es pequeño y el segundo término de la ecuación 2.34 no contribuyen significativamente a la producción de turbulencia. El término $3\mu_t$ se basa en la hipótesis de una “tensión fija” que evita que los valores de k y ε se vuelvan demasiado grandes a través de los choques de flujo. Y los términos P_{kb} y $P_{\varepsilon b}$ representan la influencia de las fuerzas de flotación

2.4 LITERATURA CITADA

- Akan, A. O. (2006). *Open Channel Hydraulics*. Elsevier Ltd., Oxford, U. K.
- Anari, R., Hotchkiss, R. H., & Langendoen, E. (2020). Elements for the Successful Computer Simulation of Sediment Management Strategies for Reservoirs. *Water*, 12(3), 714. doi:10.3390/w12030714
- ANSYS (2020). *ANSYS CFX-Solver Theory Guide*. Release 2020 R1.
- Bautista, E., Schlegel, J.L, Wahl, T.L., Clemmens, A.J., Replogle, J.A. (2020). *WinFlume 2.0. Software for Design and Calibration of Long-Throated Flumes and Broad-Crested Weirs for Open-Channel Water Flow Measurement*. Software and User Manual. USDA-Agricultural Research Service (Maricopa, AZ) and USDI-Bureau of Reclamation (Denver, CO). USA.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J. y Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 30(1), 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.07.004>
- Brunner, G W. (2016). *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual*. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC). Davis, CA
- Cea, L., Puertas, J., & Vázquez-Cendón, M.-E. (2007). Depth Averaged Modelling of Turbulent Shallow Water Flow with Wet-Dry Fronts. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 14(3), 303–341. doi:10.1007/s11831-007-9009-3
- Chaudhry, M. H. (2008). *Open-Channel Flow*. (2a. Ed). Springer, New York.
- Glock, K., Tritthart, M., Habersack, H., & Hauer, C. (2019). Comparison of Hydrodynamics Simulated by 1D, 2D and 3D Models Focusing on Bed Shear Stresses. *Water*, 11(2), 226. doi:10.3390/w11020226
- Islam, A., Raghuwanshi, N. S., & Singh, R. (2008). Development and Application of Hydraulic Simulation Model for Irrigation Canal Network. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 134(1), 49–59. doi:10.1061/(asce)0733-9437(2008)134:1(49)
- Jiménez, J. (2004). TURBULENT FLOWS OVER ROUGH WALLS. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 36(1), 173–196. doi:10.1146/annurev.fluid.36.050802.122103

- Moglen, G. E. (2015). *Fundamentals of open channel flow*. CRC Press, Boca Raton, FL.
- Morvan, H., Knight, D., Wright, N., Tang, X., & Crossley, A. (2008). The concept of roughness in fluvial hydraulics and its formulation in 1D, 2D and 3D numerical simulation models. *Journal of Hydraulic Research*, 46(2), 191–208. doi:10.1080/00221686.2008.9521855
- Mott, R. L. and Untener J. A. (2015). *Mecánica de fluidos*. Pearson Education, Inc. (7a edición). México, Distrito Federal.
- Rastogi, A. K. & Rodi, W. (1978). Predictions of heat and mass transfer in open channels. *Journal of the Hydraulics Division*, 104(3) 397–420. <https://doi.org/10.1061/JYCEAJ.0004962>
- Van Dorn, W.C. (1953). Wind Stress on an Artificial Pond. *Journal of Marine Research*, 12, 249-276. Recuperado de <https://images.peabody.yale.edu/publications/jmr/jmr12-03-02.pdf>
- Yuksel, T., Tekbiyık, A., & Avsar Erumit, B. (2020). Exploring continuity equation via a modeling activity: In the context of crowd science. *Science Activities*. 57(2),67-76. doi:10.1080/00368121.2020.1782314

3 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE TRES PROPUESTAS DE DISEÑO DE AFORADORES PARA RESOLVER PROBLEMAS DE SEDIMENTACIÓN

Juan Gabriel Brigido-Morales¹, Mauricio Carrillo-García^{1*}, Jorge Víctor Prado-Hernández², Jorge Flores-Velázquez³

¹Posgrado de Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua. Universidad Autónoma Chapingo. Carretera México-Texcoco. Km. 38.5, Chapingo, Texcoco, Edo. de México. C. P. 56230. México.

²Departamento de Suelos. Universidad Autónoma Chapingo. Carretera México- Texcoco. Km. 38.5, Chapingo, Texcoco, Edo. de México. C. P. 56230. México.

³Postgrado en Hidrociencias, Campus Montecillo, Colegio de Postgraduados. 56230. Carretera México- Texcoco, Km. 36.5. Montecillo, Estado de México.

*Autor para correspondencia: mauricio@correo.chapingo.mx

3.1 Resumen

La sostenibilidad del uso del agua en la agricultura es muy importante, y para lograrlo se requiere de una gestión adecuada de los recursos hídricos superficiales, que en cuencas pequeñas depende de una buena medición de los datos de caudales. Este trabajo analiza el desempeño hidráulico de tres aforadores modificados de garganta larga propuestos con un canal supercrítico de pendiente del 10%, utilizando el software WinFlume® v.1.06 para un flujo máximo de $50 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$, para agua limpia y en condiciones en las que la sección transversal de la entrada fue modificada por sedimentos. Se realizaron simulaciones hidráulicas para secciones transversales triangulares, rectangulares y trapeciales en la garganta y el canal supercrítico, empleando el software Iber® v.2.5.2, para comparar el patrón de la curva de aforo de WinFlume con los resultados de Iber, la diferencia entre ambas curvas de aforo fue de un error máximo del 3% en las tres áreas transversales. Para la simulación hidráulica en el área de sección transversal modificada supercrítica para agua de flujo limpio y agua de flujo con sedimentos, se tomaron datos situados a la mitad del largo total del canal supercrítico. Las variaciones de la profundidad del flujo suponiendo sedimentación fueron insignificantes, y se encontró que el perfil del agua en el canal supercrítico no se vio afectado, por lo que puede usarse como indicador. Además, encontramos que la mejor área de sección transversal para el canal fue la rectangular con un máximo de $0.9997 R^2$ para la curva de caudal (Q-h).

Palabras clave: Esguimientos naturales, Medición de agua, Simulación hidráulica, Flujo con sedimentos.

Tesis de Doctorado en Ingeniería

Posgrado en Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua, Universidad Autónoma Chapingo

Autor: Juan Gabriel Brigido Morales

Director de Tesis: Ph. D. Mauricio Carrillo García

3.2 Abstract

Sustainability of water use in agriculture is very important and accomplishing this requires adequate management of surface water resources on small watershed depends on good measuring flow-rates data. This work analyzes the hydraulic performance of three proposed long throated modified flumes with a 10% slope supercritical flume, using WinFlume® v.1.06 software for a maximum flow of 50 l·s⁻¹, for clean water and under conditions when erosion was settled in the entrance modifying cross-section by sediments. Hydraulic simulations were done for triangular, rectangular, and trapezoidal cross-sections in the throat and the supercritical flume. Hydraulic simulations done by Iber® v.2.5.2 software, to compare flow-rate curve pattern of WinFlume versus Iber results, the difference between both flow-rates curves were maximum 3% error in the three cross-sectional areas. For hydraulic simulation in the supercritical modified cross-sectional area for clean flow water and sediment flow water, situated at one half of the total long of the supercritical flume data was taken. The variations of the flow depth assuming sedimentation were negligible, and it was found that water profile in the supercritical flume it was not affected, so it can be used as a gauge. In addition, we found that the best cross-sectional area for the flume were the rectangular with a maximum 0.9997 R² for the flow-rate curve (Q-h).

Keywords: natural runoff, water measurement, hydraulic simulation, sediment flow.

3.3 Introducción

México es un país con una gran extensión territorial (1,959 millones de km²), que carece de la capacidad necesaria para el monitoreo de sus recursos hídricos; solamente cuenta con 815 estaciones de aforo operando (CONAGUA, 2019) y su distribución es irregular, además, también existe un problema con la recopilación de información, pues existen estaciones con años completos sin registros o con registros parciales.

La ubicación de las estaciones hidrométricas pretende acceder a la medición de los recursos en sitios de interés; sin embargo, para poder planear y efficientizar el uso de los recursos hídricos es recomendable medir el agua a nivel de cuencas, subcuencas e incluso microcuencas. Sánchez et al. (2003) hacen énfasis en la cuenca como la unidad de planeación, aunque señala que para poder intervenir y hacer un ordenamiento debe considerarse la microcuenca (unidades con una superficie menor a los 50 km²), pues es la mejor manera para poder visualizar y

manejar la producción del agua. En este sentido y considerando que, en países en vías de desarrollo como es el caso de México, aproximadamente el 76% de los recursos hídricos disponibles se utilizan para riego (CONAGUA, 2019), el monitoreo de estos recursos cobra mayor relevancia sobre todo para su gestión, pues como señala De Fraiture et al. (2010) en relación con el sector agrícola, algunas intervenciones mal concebidas o mal implementadas han provocado altos costos sociales y ambientales, como una asignación no equitativa del agua e impactos no deseados en los recursos naturales.

Atendiendo a la necesidad de cuantificar el agua, trasciende la importancia de utilizar estructuras de aforo que permitan conocer con fiabilidad los volúmenes disponibles. Por supuesto, existe en la actualidad una gran variedad de aforadores, encontrando entre los más usados a los vertedores, que son estructuras sencillas utilizadas para modificar las características del flujo en ríos, arroyos y pequeños cursos de agua (Badr y Mowla, 2014), pudiendo ser de cresta ancha que normalmente se ajustan al lecho del arroyo donde se desea medir o de cresta afilada que son utilizados en cauces pequeños (WMO, 2010); además, su sección de medición puede ser rectangular, triangular o semicircular (Altan-Sakarya et. al., 2020; Haghshenas y Vatankhah, 2021; Imanian et. al., 2021; Zhuk et. al., 2020). Otro tipo de estructuras de medición que se puede citar son los aforadores H (Coles et al., 2019; Wilson et. al., 2020) y para caudales pequeños se puede incluir aforadores Parshall, aunque como indica Khosronejad et al., (2020) la investigación es escasa, dado que existen muy pocos aforadores con tamaños de garganta mayor a los 0.30 m en uso. También existen aforadores de garganta larga, estructuras ampliamente utilizadas en la medición de caudales en canales abiertos que se construyen para una gran variedad de formas y generalmente muy precisas cuando se operan en condiciones de flujo no sumergido (Clemmens et. al., 2001; Keller, 2014).

En todos los casos, las estructuras funcionan bien con flujo de agua limpia; sin embargo, en los escurrimientos superficiales naturales que son producto de tormentas existe un arrastre de sedimentos (Prado et al., 2017; Zhao et al., 2022) y un problema frecuente es la acumulación de estos sedimentos en el lugar donde

se mide el nivel del agua, hasta el punto de que las mediciones pierden su validez (Carrillo, 1999; Castro-Orgaz y Mateos, 2014).

Ante esta situación, Replogle (comunicación personal, 1997) ha sugerido que una posible solución para prevenir los errores que ocasiona la sedimentación es la adición de una rápida a los aforadores de garganta larga, puesto que este tipo de estructura generan el menor error en el aforo ($\leq 2\%$) (Clemmens et al., 2001), y encontrar un sitio que permita obtener una adecuada correlación entre la profundidad de flujo y los caudales circulantes. Dicha alternativa podría ser viable, pues se ha encontrado que velocidades mayores a $0.25 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ son suficientes para promover el arrastre de sedimentos y por consiguiente prevenir la sedimentación (Ackers et al., 2001; Blokker et al., 2011; Ryan et al., 2008).

Para resolver el problema de aforo por sedimentación de las estructuras aforadoras, previamente expuesta, en este trabajo se presenta una exploración inicial que considera el análisis hidráulico mediante simulaciones numéricas de tres geometrías diferentes para aforadores de garganta larga, a las cuales se adicionó una rápida después de la garganta con una pendiente del 10% y se modificó la elevación del fondo de la estructura. Las simulaciones numéricas se ejecutaron mediante el programa Iber 2.5.2, muestreando el comportamiento de la profundidad del flujo con respecto al caudal circulante a la entrada de la estructura y un sitio en la rápida adicionada, con la finalidad de determinar las relaciones caudal-profundidad de flujo (Q-h) y, en función de estas, elegir el aforador que podría ser la mejor alternativa y que tendría que verificarse experimentalmente en investigaciones futuras.

3.4 Materiales y métodos

Diseño de las estructuras de aforo

Con el software WinFlume® v.1.06 se diseñaron tres aforadores de garganta larga, seleccionando las tres geometrías más utilizadas en canales y aforadores para la sección de control (garganta): rectangular, trapecial y triangular. En todos los casos se propuso un caudal máximo de $50 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$ y material metálico de superficie suave con rugosidad absoluta k_s de 0.00006 m ; con el mismo software

se obtuvo la tabla de aforo de cada estructura propuesta para caudales en un rango de 2 a 50 l·s⁻¹, medidos con incrementos de profundidad de flujo de 1 cm (22 caudales), donde la profundidad de flujo se mide tomando como referencia la elevación del fondo de la sección de control (garganta). Una vez obtenidos los diseños, se adicionó una rápida a cada estructura y para estudiar los efectos de la acumulación de sedimentos en las estructuras aforadoras, se generaron dos escenarios:

Escenario 1: Geometría del aforador diseñado, adicionado con una rápida.

En el Cuadro 3.1, se muestran las dimensiones finales de cada una de las estructuras diseñadas, donde se incluye la rápida propuesta para su estudio. En la sección de convergencia solo se indica la longitud; ya que, su anchura, profundidad y taludes, coinciden aguas arriba y aguas abajo con el canal de entrada y la sección de control, respectivamente (Figura 3.1).

Cuadro 3.1. Dimensiones de las estructuras de aforo diseñadas.

		Aforador rectangular	Aforador trapecial	Aforador triangular
Canal de entrada (Sección I)	Longitud (m)	0.5	0.70	0.5
	Ancho de base (m)	0.4	0.25	0.24
	Profundidad (m)	0.4	0.32	0.44
	Taludes (m)	0:1	0.5:1	0.5:1
Convergencia (Sección II)	Longitud (m)	0.3	0.20	0.44
Garganta o Sección de control (Sección III))	Elev. sobre canal de entrada (m)	0.05	0.05	0.10
	Longitud (m)	0.35	0.20	0.44
	Ancho de base (m)	0.25	0.15	--
	Profundidad (m)	0.35	0.27	0.34
	taludes (m)	0:1	0.5:1	0.8:1
Rápida (Sección IV)	Longitud horizontal (m)	0.50	0.50	0.50
	Pendiente (%)	10.00	10.00	10.00

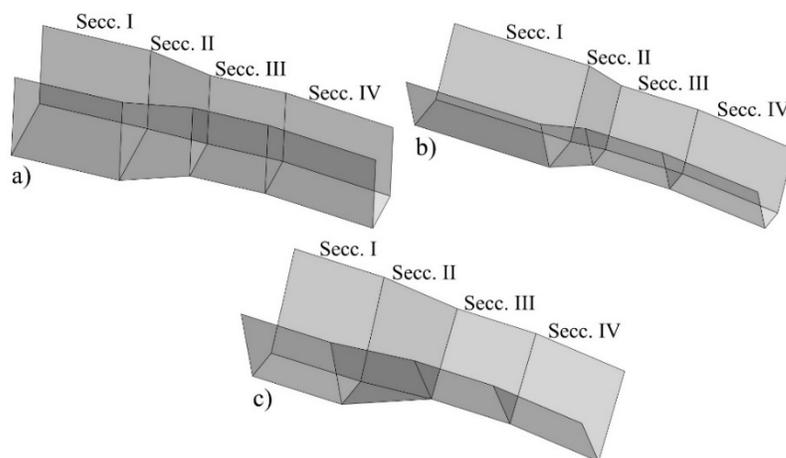


Figura 3.1. Vista isométrica de los aforadores diseñados y provistos de una rápida al final de la estructura: a) aforador rectangular, b) aforador trapecial y c) aforador triangular.

Escenario 2: Geometría del aforador diseñado, adicionado con una rápida y modificado en la entrada para probar efectos de sedimentación sobre el desarrollo del flujo en la rápida

Se modificó la elevación del fondo del canal de entrada y sección de convergencia de cada aforador hasta alcanzar la elevación de la sección de control, generando estructuras que solamente cuentan con contracciones laterales, por lo que resultaron nuevas dimensiones de anchura y profundidad (Cuadro 3.2 y Figura 3.2).

Cuadro 3.2. Dimensiones de las estructuras de aforo diseñadas para probar el efecto de la acumulación de sedimentos a la entrada de la estructura.

		Aforador rectangular	Aforador trapecial	Aforador triangular
Canal de entrada (Sección I)	Longitud (m)	0.5	0.70	0.5
	Ancho de base (m)	0.4	0.30	0.34
	Profundidad (m)	0.35	0.27	0.34
	Taludes (m)	0:1	0.5:1	0.5:1
Convergencia (Sección II)	Longitud (m)	0.3	0.20	0.44
Garganta o Sección de control (Sección III))	Longitud (m)	0.35	0.20	0.44
	Ancho de base (m)	0.25	0.15	--
	Profundidad (m)	0.35	0.27	0.34
	taludes (m)	0:1	0.5:1	0.8:1
Rápida (Sección IV)	Longitud horizontal (m)	0.50	0.50	0.50
	Pendiente (%)	10.00	10.00	10.00

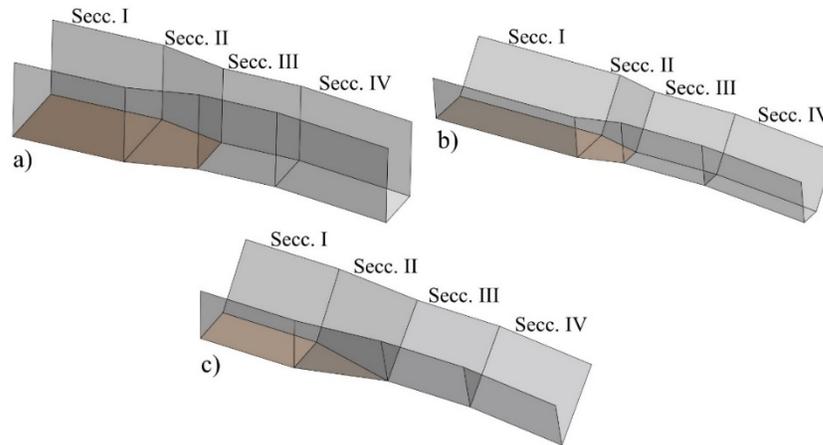


Figura 3.2. Vista isométrica de los aforadores diseñados, provistos de una rápida al final de la estructura y con modificaciones en la sección de entrada y convergencia: a) aforador rectangular, b) aforador trapecial y c) aforador triangular.

Determinación de los valores de rugosidad (n) para las estructuras de aforo propuestas

A partir de los datos de la tabla de aforos, para los diferentes caudales y profundidad de flujo, se calculó un valor de coeficiente de rugosidad de Manning para los resultados de cada gasto obtenido, considerando las características hidráulicas de la entrada de la estructura (área hidráulica, perímetro mojado, diámetro hidráulico), rugosidad relativa y número de Reynolds; utilizando para ello una ecuación derivada de las ecuaciones de Manning y Darcy-Weisbach (ecuación 3.1) y la ecuación de Colebrook (ecuación 3.2):

$$n = \frac{1}{\sqrt{8g}} R_h^{1/6} \sqrt{f} \quad (3.1)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k/D}{3.7} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (3.2)$$

Donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning (adim.), g es la aceleración de la gravedad ($m \cdot s^{-2}$), R_h es el radio hidráulico (m), f es el factor de fricción de Darcy (adim.), k es la rugosidad absoluta (m), D es el diámetro hidráulico (m) y Re es el número de Reynolds (adim.).

Luego se obtuvo un valor promedio de los valores obtenidos para los coeficientes de Manning consiguiendo un valor de 0.0121 para el aforador rectangular, 0.0123 para el aforador trapecial y 0.0133 para el aforador triangular.

Simulación numérica del flujo de agua en los aforadores

La simulación del flujo de agua en las estructuras de aforo se llevó a cabo empleando el programa Iber® v.2.5.2, el cual resuelve las ecuaciones bidimensionales de Saint Venant, incorporando los efectos de la turbulencia rozamiento superficial por viento mediante las ecuaciones 3.3, 3.4 y 3.5 (Bladé et al., 2014):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU_x}{\partial x} + \frac{\partial hU_y}{\partial y} = 0 \quad (3.3)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t}(hU_x) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hU_x^2 + g\frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial y}(hU_xU_y) \\ = -gh\frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x}\left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial y}\right) \end{aligned} \quad (3.4)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t}(hU_y) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hU_y^2 + g\frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial x}(hU_xU_y) \\ = -gh\frac{\partial Z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x}\left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial y}\right) \end{aligned} \quad (3.5)$$

donde h es la profundidad (m), U_x y U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad en sentido principal y transversal al flujo ($m \cdot s^{-1}$), g es la aceleración de la gravedad ($m \cdot s^{-2}$), ρ es la densidad del agua, Z_b es la cota del fondo, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debida al rozamiento del fondo y v_t es la viscosidad turbulenta.

Se configuraron los modelos geométricos para los escenarios 1 y 2, definiendo los coeficientes de rugosidad de Manning para las paredes según lo encontrado con las simulaciones numéricas en WinFlume: 0.0121 para el aforador rectangular, 0.0123 para el trapecial y 0.0133 para el aforador triangular, excepto la parte inferior de la sección de entrada y convergencia de los aforadores

propuestos del escenario 2, en cuyo caso se usó un coeficiente de 0.023, considerando las características del material depositado (Chow, 1988).

En todos los casos se realizó una discretización numérica basada en un mallado estructurado que consistió en elementos de 0.5 cm × 1.0 cm, colocando el mayor lado a lo largo de la estructura (predominancia del flujo). Las condiciones de frontera impuestas fueron de caudal constante en régimen subcrítico a la entrada de los aforadores y flujo en régimen crítico/supercrítico a la salida. Se utilizó el modelo de turbulencia $k - \varepsilon$ de Rastogi y Rodi (Rastogi & Rodi, 1978), puesto que de los cuatro modelos que se encuentran implementados en Iber® para su uso, es de los más utilizados para flujos turbulentos poco profundos y con buenos resultados (Cea et al., 2007), datos corroborados por Bladé et al (2014) quien reportó con datos experimentales que el modelo $k-\varepsilon$ predice de manera adecuada zonas de recirculación y velocidades máximas.

La simulación para el caso de cada aforador se llevó a cabo en régimen permanente para cada caudal con el objetivo de obtener la mejor precisión de las tablas de aforos de las estructuras diseñadas, tanto para las estructuras contempladas en el escenario 1 como para las estructuras contempladas en el escenario 2, se realizaron un total de 132 simulaciones.

Medición y procesamiento de resultados

Se midió la profundidad de flujo en dos sitios de cada aforador, uno en la sección de entrada y otro en la rápida. En la sección de entrada, la localización del sitio medido fue distinto para cada geometría, y según los requerimientos especificados para su diseño (Clemmens et al., 2001), se situaron a las siguientes distancias aguas arriba del inicio de la convergencia: 0.3, 0.5 y 0.32, en los aforadores rectangular, trapecial y triangular, respectivamente. El sitio medido en las rápidas fue similar en todos los casos, localizándose a la mitad de su longitud. En los dos sitios de medición, en todos los aforadores, se realizaron cinco lecturas en sentido transversal al flujo, con la finalidad de obtener un valor promedio.

Evaluación del desempeño de las simulaciones numéricas

Para evaluar el desempeño de la simulación numérica realizada en Iber® respecto del flujo a la entrada de los aforadores, se midieron los valores de profundidad de flujo para compararse con respecto a los obtenidos con WinFlume®, se usaron tres indicadores estadísticos: índice de dispersión (SI), error porcentual medio absoluto (MAPE) y la raíz del error cuadrático medio (RMSE), expresados matemáticamente en las ecuaciones 3.6, 3.7 y 3.8 (Yousif et al., 2019).

$$SI = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\varphi_{iobs} - \varphi_i)^2}{N}}}{\overline{\varphi_{iobs}}} \times 100 \quad (3.6)$$

$$MAPE = \frac{100}{N} \sum_{i=1}^N \frac{|\varphi_{iobs} - \varphi_i|}{\varphi_{iobs}} \quad (3.7)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\varphi_{iobs} - \varphi_i)^2}{N}} \quad (3.8)$$

donde φ_{i-calc} es el valor de profundidad de flujo (cm) obtenido en el diseño con WinFlume, φ_{i-sim} es el i-ésimo valor obtenido para la profundidad de flujo (cm) en la simulación hidráulica con Iber, N es el número de datos analizados y $\overline{\varphi_{i-calc}}$ es la media de los valores de profundidad de flujo (cm) obtenidos con WinFlume.

Obtención de relaciones funcionales caudal-profundidad de flujo (Q-h) en la entrada y rápida de los aforadores

Con los datos de la tabla de aforos obtenida con WinFlume y de las mediciones realizadas en la rápida, se graficaron las curvas Q-h de cada aforador (ambos escenarios) y los datos se ajustaron a la ecuación más sencilla característica de vertedores, que suele expresarse de la forma (Saul, 1997):

$$Q = k \cdot h^n \quad (3.9)$$

donde Q es el caudal ($\text{l}\cdot\text{s}^{-1}$), h es la profundidad del flujo (cm) y k y n son constantes (adim).

Además, se calculó el coeficiente de determinación (R^2), que representa el porcentaje de variabilidad en la variable dependiente, es decir, la varianza con respecto a la media (Chicco et al., 2021).

Determinación de la variación del flujo en la rápida para los escenarios 1 y 2

Con la finalidad de verificar la confiabilidad de las mediciones realizadas en la rápida, a pesar de las modificaciones efectuadas en la entrada de las estructuras; utilizando los mismos indicadores mostrados en las ecuaciones 3.6, 3.7 y 3.8 se evaluó la variación existente entre los datos medidos en las rápidas de las estructuras propuestas en el escenario 1 y los datos obtenidos en las rápidas de las estructuras incluidas en el escenario 2.

3.5 Resultados y discusión

Tablas de aforo resultantes para los aforadores diseñados

Partiendo del diseño original de las estructuras de aforo, en el Cuadro 3.3 se muestran los datos de las tablas de aforo obtenidos de cada estructura, con el programa WinFlume. Asimismo, en la Figura 3.3 se muestra el comportamiento de la profundidad del agua, en la sección de la entrada de los aforadores, correspondientes a los caudales circulantes.

Cuadro 3.3. Valores determinados por WinFlume para los caudales circulantes en los aforadores.

Profundidad del flujo (h, cm)	Aforador rectangular Caudal (Q, l·s⁻¹)	Aforador trapecial Caudal (Q, l·s⁻¹)	Profundidad del flujo (h, cm)	Aforador triangular Caudal (Q, l·s⁻¹)
3.0	2.1244	1.3506	9.0	2.1143
4.0	3.3312	2.1636	10.0	3.3231
5.0	4.7141	3.1264	11.0	4.7151
6.0	6.2557	4.2352	12.0	6.2760
7.0	7.9429	5.4883	13.0	7.9959
8.0	9.7656	6.8856	14.0	9.8665
9.0	11.7155	8.4277	15.0	11.8817
10.0	13.7855	10.1158	16.0	14.0362
11.0	15.9693	11.9512	17.0	16.3250

Profundidad del flujo (h, cm)	Aforador rectangular Caudal (Q, l·s⁻¹)	Aforador trapecial Caudal (Q, l·s⁻¹)	Profundidad del flujo (h, cm)	Aforador triangular Caudal (Q, l·s⁻¹)
12.0	18.2624	13.9359	18.0	18.7450
13.0	20.6637	16.0718	19.0	21.2986
14.0	23.1666	18.3591	20.0	23.9772
15.0	25.7666	20.8038	21.0	26.7685
16.0	28.4577	23.4064	22.0	29.6423
17.0	31.2422	26.1695	23.0	32.6603
18.0	34.1196	29.0955	24.0	35.7921
19.0	37.0778	32.1602	25.0	39.0351
20.0	40.0957	35.4009	26.0	42.3873
21.0	43.1855	38.8187	27.0	45.8469
22.0	46.3736	42.4099	28.0	49.4120
23.0	49.6385	46.1753	29.0	53.0808
24.0	52.9784	50.1202	30.0	56.8516

Es notoria la mayor profundidad de flujo alcanzada en el aforador con sección de control triangular en relación con la profundidad alcanzada con los otros aforadores para caudales similares; pues es conocido que los vertedores triangulares se han utilizado principalmente para medir caudales pequeños (Chaudhry, 2008). En este caso, aunque la tabla de aforos obtenida con WinFlume incluía datos para caudales menores, estos no se reportaron con la finalidad de comparar los caudales para un mismo rango en los aforadores estudiados.

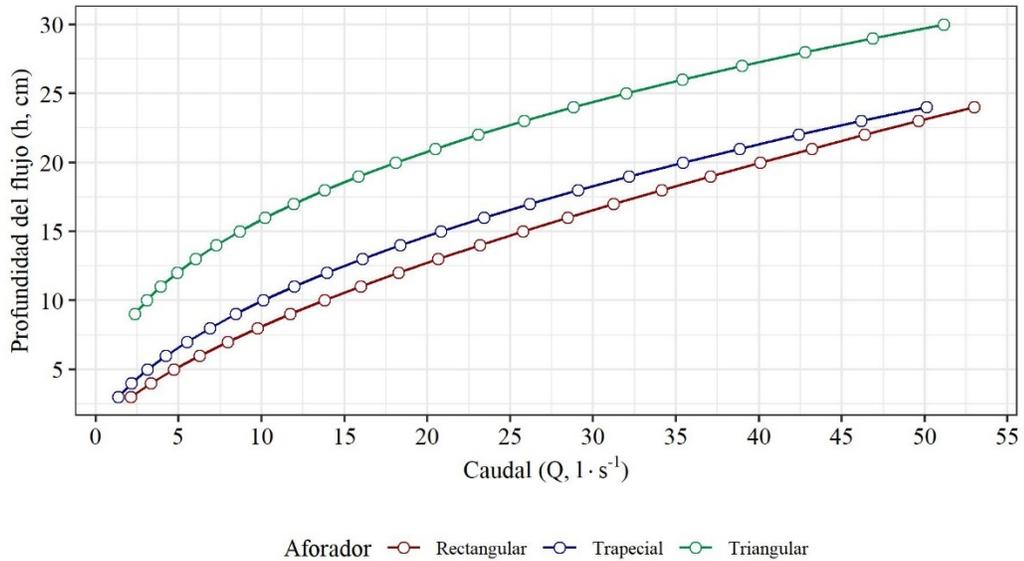


Figura 3.3. Relación entre los caudales y la profundidad de flujo calculada en la entrada de las estructuras de aforo propuestas.

Comportamiento del flujo obtenido de la simulación numérica

Respecto de las simulaciones hidráulicas realizadas con Iber®, en la Figura 3.4 se ilustran los resultados obtenidos, particularmente se muestran los resultados para profundidad de flujo (calado) en el aforador rectangular. Aunque en este caso se muestra la profundidad total, mientras que el valor reportado en WinFlume está referenciado al fondo de la garganta, es decir, al resultado se le deben restar 5 cm.

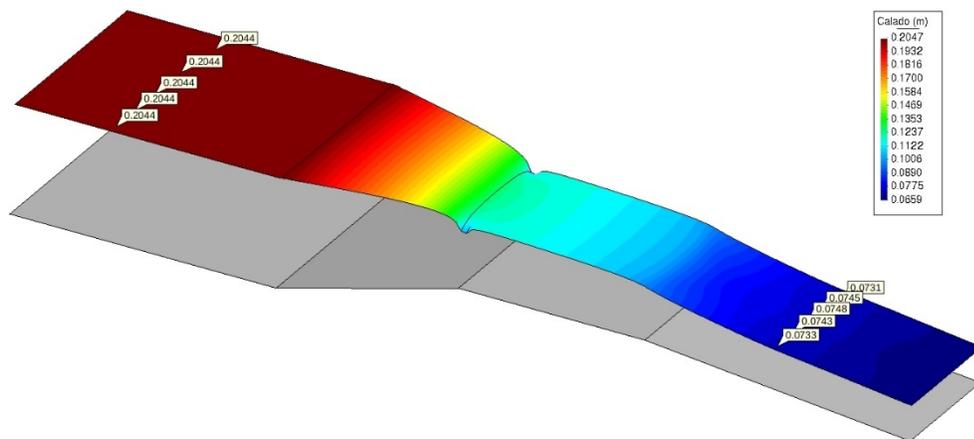


Figura 3.4. Comportamiento del flujo en el aforador rectangular correspondiente al escenario 1, para un caudal de 25.7666 l·s⁻¹.

Al procesar la información, se obtuvo que los valores de la profundidad de flujo en la entrada de las estructuras fueron ligeramente mayores con respecto a los obtenidos con WinFlume; sin embargo, la diferencia era constante para todo el rango de caudales, los resultados se pueden observar en el Cuadro 3.4.

Cuadro 3.4. Valores determinados con Iber para la profundidad de flujo, basada en los caudales determinados con WinFlume.

Aforador rectangular		Aforador trapecial		Aforador triangular	
Q	h	Q	h	Q	h
(l·s⁻¹)	(cm)	(l·s⁻¹)	(cm)	(l·s⁻¹)	(cm)
2.1244	3.06	1.3506	3.09	2.1143	9.15
3.3312	4.08	2.1636	4.10	3.3231	10.16
4.7141	5.10	3.1264	5.12	4.7151	11.17
6.2557	6.12	4.2352	6.13	6.2760	12.18
7.9429	7.15	5.4883	7.15	7.9959	13.18
9.7656	8.18	6.8856	8.17	9.8665	14.20
11.7155	9.21	8.4277	9.18	11.8817	15.20
13.7855	10.24	10.1158	10.20	14.0362	16.20
15.9693	11.27	11.9512	11.21	16.3250	17.21
18.2624	12.31	13.9359	12.26	18.7450	18.22
20.6637	13.35	16.0718	13.26	21.2986	19.22
23.1666	14.39	18.3591	14.32	23.9772	20.24
25.7666	15.44	20.8038	15.31	26.7685	21.24
28.4577	16.48	23.4064	16.37	29.6423	22.26
31.2422	17.52	26.1695	17.38	32.6603	23.27
34.1196	18.57	29.0955	18.39	35.7921	24.31
37.0778	19.62	32.1602	19.41	39.0351	25.34
40.0957	20.67	35.4009	20.49	42.3873	26.29
43.1855	21.70	38.8187	21.53	45.8469	27.30
46.3736	22.74	42.4099	22.51	49.4120	28.30
49.6385	23.80	46.1753	23.48	53.0808	29.35
52.9784	24.84	50.1202	24.57	56.8516	30.33

Q: caudal; h: profundidad del flujo

Desempeño de las simulaciones numéricas

Partiendo de los resultados obtenidos con las simulaciones, se obtuvieron los indicadores estadísticos que se muestran en el Cuadro 3.5, donde podemos

observar que en todos los casos el error obtenido no fue mayor al 3.5%; incluso en el caso del aforador triangular el error calculado no superó el 2%. Dichos valores sustentan la confiabilidad de los resultados obtenidos mediante la simulación numérica.

Cuadro 3.5. Indicadores estadísticos calculados para los valores de profundidad del flujo determinados con Iber® en los aforadores originales y modificados, con respecto a los valores obtenidos con WinFlume®.

	Aforador rectangular	Aforador trapecial	Aforador triangular
SI (%)	3.41	2.49	1.28
MAPE (%)	2.74	2.23	1.29
RMSE (cm)	0.471	0.336	0.249

Curvas caudal-profundidad de flujo (Q-h) en la entrada y rápida de los aforadores

Utilizando los datos de las tablas de aforo obtenidas con WinFlume para las estructuras incluidas en el escenario 1, además de los resultados obtenidos con las simulaciones numéricas, se obtuvieron ecuaciones de ajuste de tipo potencial entre el caudal y la profundidad de flujo en la entrada de la sección (Cuadro 3.6). Las ecuaciones ajustadas con datos de las simulaciones numéricas cambian en comparación con las obtenidas de WinFlume, aunque en todos los casos tenemos valores muy cercanos a 1 para los coeficientes de determinación (R^2)

Cuadro 3.6. Ecuaciones ajustadas y coeficiente de determinación determinados a la entrada de los aforadores propuestos en el escenario 1.

Software	Aforador	Ecuación ajustada	Coficiente de determinación
WinFlume	Rectangular	$Q = 0.400 \cdot h^{1.5378}$	$R^2 = 0.999996$
	Trapecial	$Q = 0.1457 \cdot h^{1.8352}$	$R^2 = 0.999773$
	Triangular	$Q = 0.0084 \cdot h^{2.5626}$	$R^2 = 0.999997$
Iber	Rectangular	$Q = 0.4018 \cdot h^{1.5199}$	$R^2 = 0.999993$
	Trapecial	$Q = 0.1419 \cdot h^{1.8302}$	$R^2 = 0.999752$
	Triangular	$Q = 0.0079 \cdot h^{2.5695}$	$R^2 = 0.999984$

Q: caudal ($l \cdot s^{-1}$); h: profundidad del flujo (cm)

A pesar de las pequeñas variaciones, es posible notar de acuerdo con el valor de R^2 el mejor ajuste para datos de WinFlume se logra en el aforador triangular, seguido del rectangular y trapecial respectivamente. Sin embargo, los datos obtenidos con Iber indican un mejor ajuste con el aforador rectangular, seguido del triangular y en último lugar el trapecial.

En la Figura 3.5 se muestran las relaciones Q-h obtenidas en las rápidas de los aforadores al analizar los resultados de las simulaciones numéricas; donde el cruce de las curvas del canal trapecial y rectangular se explica por la mayor tasa de aumento del área hidráulica de una sección trapecial con respecto a una rectangular, al aumentar su profundidad y el comportamiento del régimen supercrítico genera ondas transversales, resultando la formación del “salto oblicuo”.

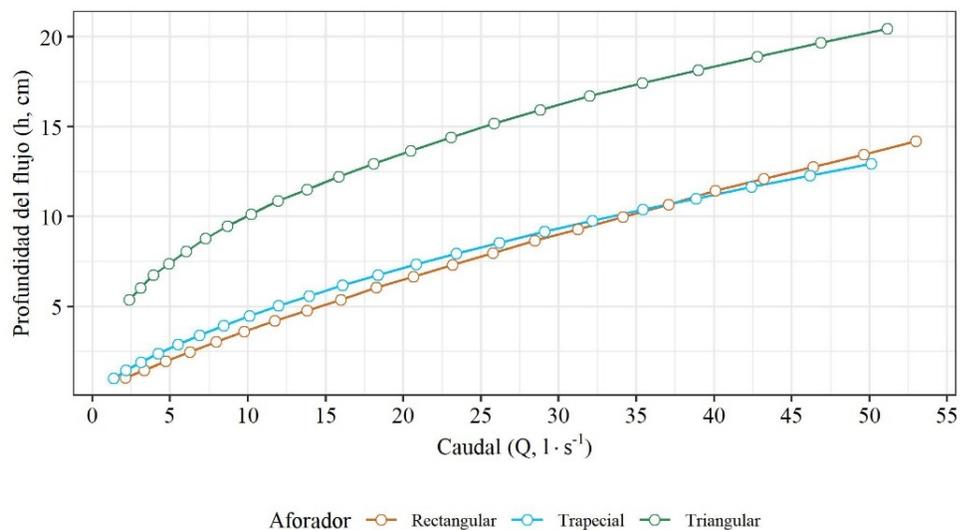


Figura 3.5. Ajuste de curvas Q-h para las mediciones del sitio seleccionado en la rápida de los tres aforadores incluidos en el escenario 1.

Los modelos de ecuaciones ajustados a los datos medidos en las rápidas de las estructuras pertenecientes al escenario 1, junto con su coeficiente de determinación (R^2) se recogen en el cuadro 3.7. Donde a pesar de tener un buen ajuste en los tres aforadores, puede notarse nuevamente que el mejor ajuste se obtiene con el aforador de sección rectangular con un R^2 más cercano a 1.

Cuadro 3.7. Ecuaciones ajustadas y coeficiente de determinación calculado a partir de las mediciones en el sitio seleccionado de la rápida de las estructuras de aforo.

	Ecuación ajustada	Coficiente de determinación
Aforador rectangular	$Q = 2.0490 \cdot h^{1.2702}$	$R^2 = 0.999994$
Aforador trapecial	$Q = 0.9461 \cdot h^{1.4848}$	$R^2 = 0.999353$
Aforador triangular	$Q = 0.0506 \cdot h^{2.2924}$	$R^2 = 0.999949$

Q: caudal ($l \cdot s^{-1}$); h: profundidad del flujo (cm)

Variación del flujo en la rápida para los escenarios 1 y 2

Respecto a la variación entre los resultados de las simulaciones numéricas en las rápidas de los aforadores, para los escenarios analizados; se encontró que una reducción del área hidráulica a la entrada del aforador no tiene un efecto relevante en el comportamiento del flujo desarrollado en la rápida, pues como se puede ver en el cuadro 8, en ninguno de los casos se alcanzó un error superior al 1%

Cuadro 3.8. Indicadores estadísticos calculados para los valores de profundidad del flujo determinados con Iber® en los aforadores del escenario 2 con respecto a los valores del escenario 1.

	Aforador rectangular	Aforador trapecial	Aforador triangular
SI (%)	0.25	0.62	0.18
MAPE (%)	0.14	0.46	0.18
RMSE (cm)	0.016	0.041	0.023

Dado que, los resultados indican que el desempeño de la estructura rectangular y triangular es similar; es necesario considerar otros aspectos con el fin de seleccionar el tipo de geometría más conveniente para su uso en condiciones de cauces naturales. Agazadeh y Mohammadi (2013) realizaron una investigación sobre las condiciones de la velocidad de movimiento incipiente de partículas de sedimento en canales de sección triangular (utilizando 10 tamaños de partículas de sedimentos no cohesivos), donde encontraron que la sección del canal tiene un impacto significativo en el movimiento incipiente de las partículas, pues debido a que las paredes del canal están muy juntas en el fondo el flujo es muy débil,

por lo que resulta necesaria una mayor velocidad para alcanzar el movimiento incipiente del sedimento. Por otra parte, Aksoy et al. (2017) llevaron a cabo un trabajo experimental en el que analizaron el flujo de agua con sedimentos en canales de sección trapecial, rectangular, circular, en forma de U y de fondo en V. Ellos encontraron que, para una misma pendiente, los canales de sección rectangular proporcionan la velocidad de deposición incipiente de sedimentos más baja, mientras que el canal con fondo en V presenta la velocidad de deposición incipiente de sedimentos más alta, demostrando que efectivamente existe un efecto de la sección transversal sobre la acumulación de sedimentos, resultando más conveniente el uso de secciones rectangulares. En este mismo sentido, Unal (2018) reportó que los canales rectangulares tienen una mayor eficiencia en el transporte de sedimentos, pues las partículas de sedimentos comienzan a depositarse bajo un esfuerzo cortante menor en el canal rectangular en comparación con los canales no rectangulares.

Particularmente, se puede suponer que el hecho de usar una sección triangular en la rápida podría afectar las mediciones de profundidad de flujo realizadas en la rápida, puesto que el planteamiento realizado consiste en determinar un sitio en la rápida donde sea posible medir la profundidad de flujo y obtener una nueva ecuación que relacione el caudal y profundidad de flujo. Sin embargo, dado que la geometría triangular genera una concentración de sedimentos en el fondo de la sección, esto podría dar lugar a errores en la medición de la profundidad de flujo. En este sentido y atendiendo a las investigaciones citadas, se encuentra con mayor viabilidad el diseño de aforadores con secciones rectangulares, para lo cual se recomienda también realizar una investigación más detallada.

3.6 Conclusiones

De acuerdo con los resultados obtenidos, las tres alternativas de diseño geométrico estudiadas observan un buen desempeño, al presentar valores de R^2 muy cercanos a 1 para el modelo de ecuación ajustado a las relaciones Q-h; siendo mejor valorado el funcionamiento de los aforadores con secciones rectangular y triangular (en garganta y rápida); aunque, en el funcionamiento de

las tres propuestas geométricas se consideró con flujo de agua limpia, alterando solamente la sección de entrada para verificar si tenía un efecto en las mediciones de la profundidad de flujo en la rápida. Sin embargo, la revisión de otras investigaciones ha revelado que la presencia de sedimentos de fondo en el flujo constituye un motivo para considerar con más detalle la selección del tipo de aforador para instalar; concluyendo que el uso de un aforador con geometría rectangular resulta más conveniente para su construcción y las condiciones de flujo en cauces naturales.

Asimismo, a pesar de que se observaron variaciones en las profundidades de flujo medidas con respecto a los determinados originalmente con WinFlume, considerando que los resultados obtenidos mostraron un error porcentual aproximado del 3%, y que los autores de WinFlume indican que el error sustentado analítica y experimentalmente en los aforadores diseñados es de aproximadamente 2%; si sobre este valor de error de WinFlume hay un error del 3% en Iber, entonces podemos decir que en el peor de los escenarios se tendría un error de $\pm 5\%$ con respecto al valor verdadero.

De cualquier manera, el procedimiento que debe seguirse es analizar a detalle el tipo de estructura prevista con mejor desempeño proponiendo otras pendientes para las rápidas y también otros sitios de medición en las mismas; todo ello encaminado a determinar las características de una estructura que pudiera ofrecer la mejor alternativa para su implementación en campo, lo que incluye su estudio experimental.

3.7 Referencias

Ackers, J., Brandt, M., and Powell, J. (2001). Hydraulic Characterisation of Deposits and Review of Sediment Modelling, UK Water Industry Research, London, UK. 01/DW/03/18.

Agazadeh, B. and Mohammadi, M. 2013. Experimental Study of Incipient Motion of Non-Cohesive Sediment in a Rigid Triangular Channel. In: 16th International Conference on Transport & Sedimentation of Solid Particles. Rostock University, Rostock, Germany

- Aksoy, H., Safari, M. J. S., Unal, N. E., & Mohammadi, M. (2017). Velocity-based analysis of sediment incipient deposition in rigid boundary open channels. *Water Science and Technology*, 76(9):2535–2543.
- Altan-Sakarya, A. B., Kokpinar, M. A., & Duru, A. (2020). Numerical modelling of contracted sharp-crested weirs and combined weir and gate systems. *Irrigation and Drainage*. 69(4):854–864.
- Badr, K., & Mowla, D. (2014). Development of rectangular broad-crested weirs for flow characteristics and discharge measurement. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 19(1):136–141.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J. y Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*. 30(1):1–10.
- Blokker, E. J. M., Vreeburg, J. H. G., Schaap, P. G., & van Dijk, J. C. (2011). The Self-Cleaning Velocity in Practice. *Water Distribution Systems Analysis 2010-2011*. pp. 187-199
- Carrillo, G. M. (1999). Sediment-resistant flume for hydrologic measurements. [Tesis doctoral, Universidad de Arizona]. Repositorio institucional – Universidad de Arizona.
- Castro-Orgaz, O., & Mateos, L. (2014). Water Discharge Measurement in Agricultural Catchments Using Critical Depth Flumes Affected by Sediment Deposition. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140(3), 04013018. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)ir.1943-4774.0000672](https://doi.org/10.1061/(asce)ir.1943-4774.0000672)
- Cea, L., Puertas, J., & Vázquez-Cendón, M.-E. (2007). Depth Averaged Modelling of Turbulent Shallow Water Flow with Wet-Dry Fronts. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 14(3), 303–341. doi:10.1007/s11831-007-9009-3
- Chaudhry, H. M. (2008). *Open channel flow*. New York, USA: Springer.
- Chicco D, Warrens MJ, Jurman G. 2021. The coefficient of determination R-squared is more informative than SMAPE, MAE, MAPE, MSE and RMSE in regression analysis evaluation. *PeerJ Computer Science* 7():e623
- Chow, Ven Te. (1988). *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, New York USA, pp. 680
- Clemmens A. J., Wahl T. L., Bos M. G., Reploge J. A. 2001. *Water measurement with Flumes and Weirs*. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI). Publication 58. Wageningen, The Netherlands. 382p.
- Coles, A. E., McDonnell, J. J. & McConkey, B. G. (2019). Fifty years of recorded hillslope runoff on seasonally frozen ground: the Swift Current, Saskatchewan, Canada, dataset. *Earth System Science Data*. 11():1375–1383.

- Comisión Nacional del Agua. (2019). Estadísticas del Agua en México 2019. Ed. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Ciudad de México.
- De Fraiture, C., Molden, D., & Wichelns, D. (2010). Investing in water for food, ecosystems, and livelihoods: An overview of the comprehensive assessment of water management in agriculture. *Agricultural Water Management*, 97(4), 495–501. doi:10.1016/j.agwat.2009.08.015
- Haghshenas, V., & Vatankhah, A. R. (2021). Discharge equation of semi-circular side weirs: An experimental study. *Flow Measurement and Instrumentation*, 81():102041.
- Imanian, H., Mohammadian, A., & Hoshyar, P. (2021). Experimental and numerical study of flow over a broad-crested weir under different hydraulic head ratios. *Flow Measurement and Instrumentation*, 80():102004.
- Keller, R. (2014). Physical Model Testing and Validation of Large Long-Throated Flumes. *World Environmental and Water Resources Congress 2014*.
- Khosronejad, A., Herb, W., Sotiropoulos, F., Kang, S., & Yang, X. (2020). Assessment of Parshall flumes for discharge measurement of open-channel flows: a comparative numerical and field case study. *Measurement*, 167():108292.
- Prado-Hernández J. V., Rivera-Ruíz P., De León-Mojarro B., Carrillo-García M. y Martínez-Ruíz A. (2017). Calibración de los modelos de pérdidas de suelo USLE y MUSLE en una cuenca forestal de México: caso El Malacate. *Agrociencia*, 51(3):265-284.
- Rastogi, A. K. & Rodi, W. (1978). Predictions of heat and mass transfer in open channels. *Journal of the Hydraulics Division*, 104(3) 397–420. <https://doi.org/10.1061/JYCEAJ.0004962>
- Ryan, G., Mathes, P., Haylock, G., Jayaratne, A., Wu, J., Noui-Mehidi, N., Grainger, C., and Nguyen, B. V. (2008). Particles in water distribution systems, Cooperative Research Centre for Water Quality and Treatment, Salisbury, Australia. Research report 33.
- Sánchez, V. A. S., García, N. R. M., & Palma, T. A. (2003). La cuenca hidrográfica: unidad básica de planeación y manejo de recursos naturales. Ed. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. México, D.F. 47 p.
- Saul, A. J. 1997. Combined Sewer Overflows. In *Sewers: Rehabilitation and New Construction Repair and Renovation*. Read G. F. and Vickridge I. G. (eds.). 1st ed. Butterworth-Heinemann. Oxford, UK. 283-317 pp.
- Unal, N. (2018). Shear Stress-Based Analysis of Sediment Incipient Deposition in Rigid Boundary Open Channels. *Water*, 10(10):1399.

- Wilson, G. V., Ursic, M., Fox, G. A., & Nieber, J. L. (2020). Internal Erosion of Soil Pipes: Sediment Rating Curves for Soil Pipes. *Earth Surface Processes and Landforms*. 45():3902–3916
- World Meteorological Organization. (2010). *Manual on Stream Gauging (Volume I – Fieldwork)*. WMO-No. 1044, Chairperson, Publications Board, Geneva, Switzerland.
- Yousif, A., Sulaiman, S., Diop, L., Ehteram, M., Shahid, S., Al-Ansari, N., y Yaseen, Z. (2019). Open Channel Sluice Gate Scouring Parameters Prediction: Different Scenarios of Dimensional and Non-Dimensional Input Parameters. *Water*. 11(2):353.
- Zhao, J., Wang, Z., Dong, Y., Yang, Z., & Govers, G. (2022). How soil erosion and runoff are related to land use, topography and annual precipitation: Insights from a meta-analysis of erosion plots in China. *Science of The Total Environment*, 802, 149665.
- Zhuk, V., Matlai, I., Popadiuk, I., Vovk, L. & Rehus, V. (2020). Discharge coefficient of broad-crested weirs as a function of the relative weir height for different weir lengths. *Theory and Building Practice*. 2(2):63-68.

4 ANÁLISIS HIDRÁULICO UTILIZANDO CFD DE UNA ESTRUCTURA AFORADORA DE GARGANTA LARGA PARA FLUJO CON SEDIMENTOS

Juan Gabriel Brigido-Morales¹, Mauricio Carrillo-García^{1*}, Jorge Víctor Prado-Hernández², Jorge Flores-Velázquez³

¹Posgrado de Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua. Universidad Autónoma Chapingo. Carretera México-Texcoco. Km. 38.5, Chapingo, Texcoco, Edo. de México. C. P. 56230. México.

²Departamento de Suelos. Universidad Autónoma Chapingo. Carretera México-Texcoco. Km. 38.5, Chapingo, Texcoco, Edo. de México. C. P. 56230. México.

³Postgrado en Hidrociencias, Campus Montecillo, Colegio de Postgraduados. 56230. Carretera México-Texcoco, Km. 36.5. Montecillo, Estado de México.

*Autor para correspondencia: mauricio@correo.chapingo.mx

4.1 Resumen

Hoy en día, existen generalmente muchas estructuras de medición de caudal. Sin embargo, pocas de ellas han sido diseñadas para medir caudales para flujos con sedimentos para arroyos naturales en los que la erosión natural produce estos, que pueden causar lecturas erróneas. En este trabajo se presenta el diseño de un canal de garganta larga añadiendo un canal supercrítico al final de la garganta con una sección transversal rectangular, para un caudal máximo de $50 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$ utilizando el software WinFlume® v. 1.0.6. El supercrítico se ha simulado para pendientes del 5%, 10%, 20% y 30% para aguas limpias y en condiciones en las que la erosión se asentaba en la sección transversal de entrada modificada por sedimentos. Para localizar el lugar de mejor comportamiento hidráulico en el aforo se seleccionaron cinco sitios de medición a partir del inicio del canal supercrítico, utilizando el CFD mediante el software HEC-RAS® v. 5.0.7, Iber® v. 2.5.2 y ANSYS® CFX® v. 2020 R2. Los resultados encontrados indican que el mejor sitio para el comportamiento hidráulico se ubicó a $2/5$ del inicio del canal supercrítico para una pendiente del 10%, obteniendo un coeficiente de determinación (R^2) de 0,99986 para la ecuación ajustada de la curva de aforo (Q-h).

Palabras clave: Diseño, Medición de agua, Flujo supercrítico, Análisis numérico, Flujo con sedimentos.

Tesis de Doctorado en Ingeniería

Posgrado en Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua, Universidad Autónoma Chapingo

Autor: Juan Gabriel Brigido Morales

Director de Tesis: Ph. D. Mauricio Carrillo García

4.2 Abstract

Nowdays, there are generally many flow-rate measure structures. However, few of them have been designed for sediment-resistant flumes for natural streams where natural erosion produce sediments, which can cause erroneous readings. This paper presents a design of a long-throat flume adding a supercritical flume at the end of the throat with a rectangular cross-section, for a maximum flow of 50 l-s-1 using the WinFlume® v. 1.0.6 software. The supercritical has simulated for 5%, 10%, 20% and 30% slopes for clean water and under conditions when erosion was settled in the entrance modifying cross section by sediments. In order to locate the place for the best hydraulic behavior in the gauge it was selected five measurement sites starting from the beginning of supercritical flume, using CFD by HEC-RAS® v. 5.0.7, Iber® v. 2.5.2 and ANSYS® CFX® v. 2020 R2 software. The results found indicate that the best site for hydraulic behavior was located 2/5 from the beginning of supercritical flume for 10% slope, obtaining a coefficient of determination (R^2) of 0.99986 for the adjusted equation for the flow-rate curve (Q-h).

Keywords: Design, Water measurement, Supercritical flow, Numerical analysis, Sediment flow.

4.3 Introducción

México es un país con una superficie continental aproximada de 1,959 millones de km², donde el relieve ha dado lugar a un gran número de cuencas hidrológicas con superficies que van desde los 200 hasta los 20,000 km². Para propósitos de estudio, uno de los principales indicadores que debería conocerse es el volumen de agua escurrido en las cuencas; sin embargo, en el país solo se cuenta con 815 estaciones hidrométricas operando (CONAGUA, 2019) por lo que no es posible monitorear todas las cuencas, además, la información disponible es escasa (existiendo años sin registros o con registros incompletos). La importancia de contar con registros de caudales en ríos y arroyos radica en su uso, pues a través de ellos se puede conocer la disponibilidad de agua y su variación en el tiempo y el espacio; además de utilizarse en la planificación y diseño de proyectos relacionados con las aguas superficiales, y también en la gestión u operación de éstos una vez finalizados (WMO, 2010).

Ante la ausencia de datos medidos de escurrimiento, se recurre a su inferencia utilizando modelos hidrológicos; sin embargo, éstos han sido desarrollados en otras partes del mundo y pudieran no ser adecuados por la forma en que las cuencas responden a la precipitación (Gupta et al., 2008; Hrachowitz et al., 2013). Asimismo, la realización de una

modelación hidrológica detallada de las cuencas naturales requiere tratar con topografía y geología complejas, diversas dinámicas no lineales y parámetros heterogéneos (Fatichi et al., 2016; Gauthier et al., 2009).

No obstante, gracias a que en la mayoría de los países existe producción agrícola bajo riego, existe abundante investigación enfocada en la cuantificación precisa de los volúmenes de agua, sobre todo respecto al diseño de aforadores; cuyo estudio se inició hace más de 100 años, y en la actualidad el conocimiento sobre su funcionamiento es importante. Aunque, la mayoría de las investigaciones se han realizado utilizando agua limpia (Replogle, 1970; Replogle, 1975; Replogle & Clemmens, 1981; Clemmens et al., 1984; Clemmens et al., 1987; Clemmens & Bos, 1992; Clemmens et al., 2001; Cox et al., 2013), existiendo en menor proporción, investigación sobre aforos en flujos con sedimentos (Wilm et al., 1938; Gwinn, 1964; Smith et al., 1981; Göğüş & Altinbilek, 1994, Castro-Orgaz & Mateos, 2014). Algunas investigaciones recientes con estructuras aforadoras en cuencas naturales, fueron llevadas a cabo por Williams et al. (2015) y Velásquez-Valle et al. (2017), aunque en los trabajos no se reporta la confiabilidad de la medición de flujos.

Gracias a toda la investigación realizada para la cuantificación de volúmenes de agua, Wahl et al. (1999) presentan WinFlume®, un programa computacional que permite el diseño y calibración de aforadores de garganta larga y vertedores de cresta ancha, que funcionan en régimen permanente, permitiendo la medición de caudales con errores de aproximadamente 2%, mismo que aborda a detalle Clemmens et al. (2001). En el planteamiento original de su operación las mediciones de flujo se hacen mediante un pozo tranquilizador en la entrada de la estructura; sin embargo, cuando existen avenidas extraordinarias con muchos sedimentos los conductos de entrada a los pozos de medición se bloquean, impidiendo llevar a cabo las mediciones y generando la pérdida de la evolución temporal del caudal en el cauce. Partiendo de la observación de que, al acelerar un flujo con sedimentos, las partículas son arrastradas evitando su acumulación. En Carrillo (1999) Replogle propuso agregar una rápida a los aforadores de garganta larga y conectando un pozo tranquilizador para medir el caudal que circula por la estructura, sugiriendo realizar las mediciones de los caudales producidos por una tormenta iniciando la toma de lecturas durante la rama ascendente del hidrograma y

cuando el pozo tranquilizador falle por la acumulación de sedimentos, complementar la información con la información recopilada en la rápida.

El programa WinFlume® no contempla el análisis hidráulico en la rápida, por lo que resulta necesario recurrir a otros programas para analizar el comportamiento hidráulico en esta zona, con la finalidad de determinar el sitio óptimo para realizar mediciones. No obstante, gracias a la amplia investigación en estructuras hidráulicas y a los avances en computación, actualmente se dispone de varios programas computacionales (CFD) capaces de simular numéricamente el comportamiento que seguirá el flujo del agua a través de las diversas formas geométricas de las estructuras hidráulicas (Bermúdez et al., 2017; Bladé et al., 2019; Carrillo et al., 2018; Echeverribar et al., 2019; Hafnaoui & Debabeche, 2020; Zeng et al., 2019).

El presente trabajo parte de un análisis previo de aforadores con diferentes geometrías (Brigido et al. 2022), que dieron lugar a la propuesta de un aforador de garganta larga de sección rectangular, provista de una rápida donde se ha analizado su comportamiento hidráulico con diferentes pendientes y sitios de medición mediante simulaciones numéricas 1D (HEC-RAS® V. 5.06), 2D (Iber® V. 2.5.2) y 3D (ANSYS® CFX® V. 2020 R2) del funcionamiento de la estructura, para conocer el comportamiento de los perfiles de la superficie del agua para diferentes caudales, con la finalidad de identificar el sitio adecuado para estimar los caudales a partir de la profundidad de flujo.

4.4 Materiales y métodos

Se diseñó una estructura de aforo de garganta larga mediante el programa WinFlume® v.1.06 para un caudal máximo de $50 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$ y material de acrílico (Polimetilmetacrilato) con rugosidad absoluta k_s de 0.00006 m ; obteniendo la curva Q vs h (caudal vs profundidad de flujo) propia del aforador, una tabla de aforo para los caudales circulantes en un rango de 2 a $50 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$ medidos con profundidades en incrementos de 1 cm (22 caudales) y su correspondiente ecuación de ajuste de la curva. A esta estructura se le adicionó una rápida con las mismas dimensiones de la garganta, considerando cuatro pendientes en régimen supercrítico.

4.4.1 Modelo geométrico para agua limpia

La estructura de aforo junto con las adecuaciones propuestas consta de:

- I. Un canal de aproximación rectangular de 0.5 m de largo con pendiente de fondo nula, un ancho de base de 0.40 m y profundidad de 0.40 m.
- II. Una sección de transición convergente de 0.3 m de largo, centrada al eje y en la que el fondo se levanta de manera gradual 0.05 m por encima del fondo del canal de aproximación. Aguas abajo de la sección, las dimensiones resultantes son: 0.25 m de base y 0.35 m de profundidad.
- III. Una sección de control (garganta) rectangular de 0.35 m de longitud con pendiente de fondo nula, de 0.25 m de ancho y 0.35 m de profundidad.
- IV. Una rápida que conserva las dimensiones de la sección de control, es decir, un canal rectangular de 0.25 m de base y 0.35 m de profundidad, cuya longitud medida horizontalmente es de 0.5 m y su nivel de salida variable.

Dado que la rápida es la zona de interés, se configuraron 4 estructuras diferentes que corresponden con pendientes de 30%, 20%, 10% y 5%. En la Figura 4.1 se ilustra la geometría de la estructura de aforo para una rápida con pendiente del 30%.

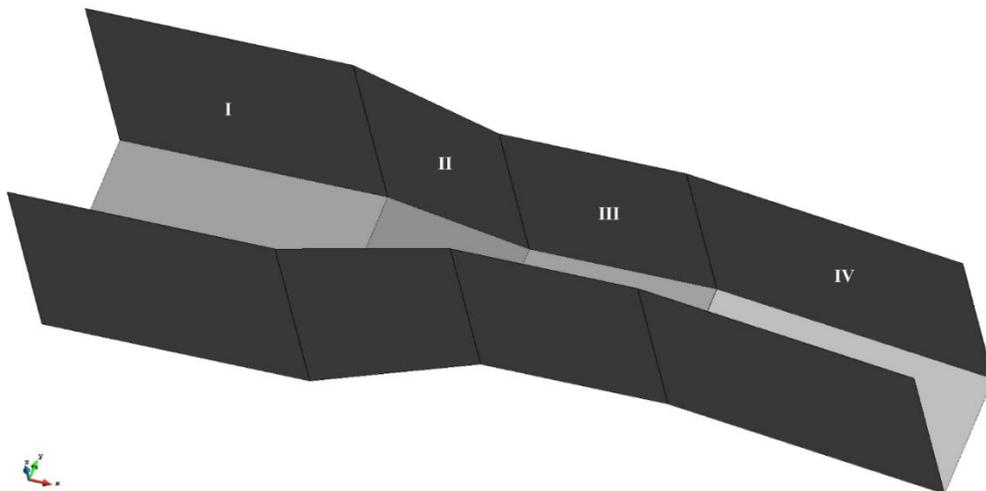


Figura 4.1. Esquema de la estructura de aforo propuesta mostrando las 4 secciones que la conforman.

Debido a que en los programas HEC-RAS® e Iber® la rugosidad se debe ingresar como coeficiente n de Manning, se realizó una conversión utilizando una ecuación derivada de

las ecuaciones de Manning y Darcy-Weisbach (ecuación 4.1) y de Colebrook (ecuación 4.2):

$$n = \frac{1}{\sqrt{8g}} R_h^{1/6} \sqrt{f} \quad (4.1)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k/D}{3.7} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (4.2)$$

Donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning (adim.), g es la es la aceleración de la gravedad ($m \cdot s^{-2}$), R_h es el radio hidráulico (m), f es el factor de fricción de Darcy (adim.), k es la rugosidad absoluta (m), D es el diámetro hidráulico (m) y Re es el número de Reynolds (adim).

Para ello se utilizó la información resultante de la curva de caudales generada con WinFlume®, donde a partir de las diferentes profundidades y velocidades del flujo correspondientes a cada caudal, así como de las propiedades geométricas de la estructura se calculó un valor n de Manning, para finalmente obtener un valor promedio que resultó en 0.0123.

4.4.2 Modelo geométrico del aforador modificado por sedimento

Dado que el trabajo parte de la problemática de acumulación de sedimentos a la entrada del aforador, se propuso utilizar como referencias cuatro estructuras similares a las diseñadas para agua limpia, a las cuales se realizó una reducción del área hidráulica tanto en el canal de aproximación, como en la sección de transición convergente afectándolas en la parte inferior; puesto que se espera que haya una acumulación de sedimentos en el fondo de la estructura de aforo hasta alinearse con el fondo de la garganta o sección de control (en la Figura 4.2 se indica la zona reducida de la estructura).

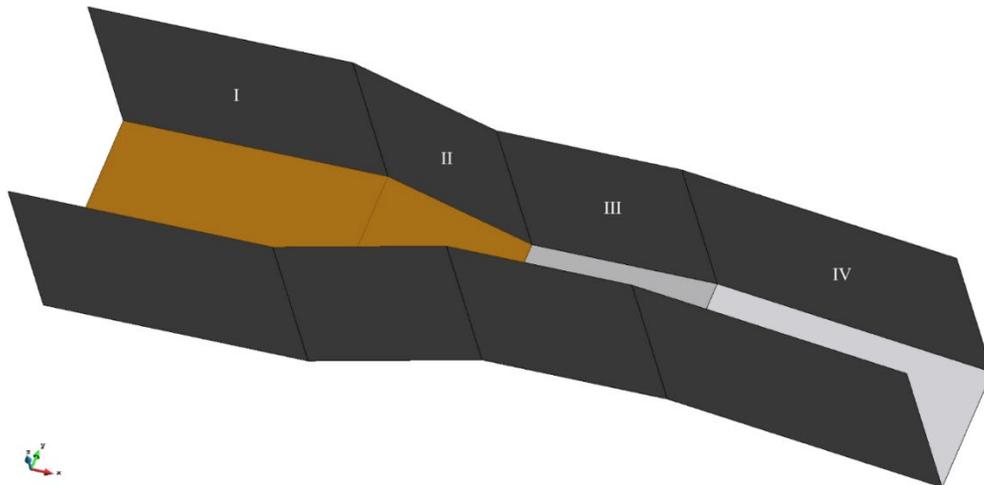


Figura 4.2. Modificación propuesta a la estructura de aforo original simulando la afectación por acumulación de sedimentos.

Los cambios propuestos dan lugar a una estructura con pendiente nula en las tres secciones iniciales, donde la nueva sección de transición solamente presenta una contracción gradual en las paredes. Además, dado que se supone que la reducción del área hidráulica en las dos secciones anteriores a la garganta se produce por la acumulación de sedimentos, se propuso el uso de un coeficiente de Manning de 0.023 solo en la parte inferior, considerando las características del material depositado y las recomendaciones de Chow (1988); en todas las demás paredes se siguió manteniendo el coeficiente de Manning de 0.0123.

4.4.3 Simulaciones hidráulicas

Para caracterizar el comportamiento hidráulico de la estructura propuesta, se consideraron tres enfoques: unidimensional utilizando HEC-RAS®, bidimensional empleando Iber® y tridimensional recurriendo a ANSYS® CFX®.

Las simulaciones de la estructura de aforo con el modelo geométrico para agua limpia se hicieron aplicando los tres enfoques, mientras que en el caso de la estructura modificada por sedimentos solamente se utilizó para simulaciones con el enfoque bidimensional, debido al costo computacional que implicó el uso del programa ANSYS® CFX®, pero considerando no simplificar es análisis solamente al enfoque unidimensional. En todos los casos, las simulaciones se hicieron para cada caudal obtenido de la tabla de aforos,

teniendo un total de 88 simulaciones de caudal con HEC-RAS® (4 pendientes), 176 simulaciones con Iber® (4 pendientes y dos escenarios) y 88 simulaciones con ANSYS® CFX® (4 pendientes).

Simulación unidimensional

Se realizó utilizando el programa HEC-RAS®, el cual se basa en la solución de las ecuaciones de Saint-Venant, suponiendo que el flujo de agua sucede solamente en dirección longitudinal de la estructura hidráulica que se representa por secciones transversales. El programa tiene la capacidad de realizar cálculos del perfil de superficie del agua para flujo permanente y gradualmente variado, en canales naturales o artificiales y para régimen de flujo subcrítico, supercrítico y mixto (Brunner, 2016).

Para flujo en régimen permanente, los perfiles de la superficie del agua se calculan resolviendo la ecuación de la energía entre secciones transversales (ecuación 4.3) mediante un procedimiento iterativo (Brunner, 2016):

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (4.3)$$

Donde Z_1 y Z_2 corresponden a la elevación del fondo del canal, Y_1 y Y_2 a la profundidad del agua, V_1 y V_2 son las velocidades medias de flujo, α_1 y α_2 son los coeficientes de ponderación de la velocidad, g es la aceleración gravitacional y h_e es la pérdida de energía.

El modelo geométrico se generó utilizando secciones transversales a cada 10 cm en la entrada, garganta y rápida, mientras que en la zona de convergencia se utilizaron secciones a cada 5 cm, indicando un coeficiente de Manning de 0.0123 en las paredes de cada variante de la estructura simulada.

Las condiciones de frontera impuestas fueron tirante normal a la entrada de la estructura, con una pendiente de fondo de 1×10^{-6} m para evitar indeterminaciones en el cálculo numérico de los perfiles hidráulicos, pues en HEC-RAS® se utiliza la ecuación de Manning con la pendiente de fricción S_f introducida por el usuario que tiene la forma $Q = K(S_f)^{0.5}$ y tirante crítico a la salida. Los caudales se simularon en estado estacionario bajo régimen de flujo mixto.

Simulación bidimensional

Se llevó a cabo mediante Iber®, el cual resuelve las ecuaciones bidimensionales de Saint Venant por el método de volúmenes finitos. Las ecuaciones representan los principios de conservación de la energía y momento de un volumen de agua en movimiento, contemplando los efectos de la turbulencia y la fricción ejercida por el viento sobre la superficie del agua (Bladé et al., 2014):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = 0 \quad (4.4)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t}(h U_x) + \frac{\partial}{\partial x} \left(h U_x^2 + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} (h U_x U_y) \\ = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial y} \right) \end{aligned} \quad (4.5)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t}(h U_y) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h U_y^2 + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial x} (h U_x U_y) \\ = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial y} \right) \end{aligned} \quad (4.6)$$

donde h es la profundidad, U_x y U_y son las velocidades horizontales en sentido principal y transversal del flujo promediadas en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, ρ es la densidad del agua, Z_b es la cota del fondo, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debida al rozamiento del fondo y v_t es la viscosidad turbulenta.

La fricción en el fondo del canal se calcula con ecuación de Manning en los sentidos principal y transversal del flujo:

$$\tau_{b,x} = \rho g h \frac{n^2 U_x |U|^2}{h^{4/3}}; \quad \tau_{b,y} = \rho g h \frac{n^2 U_y |U|^2}{h^{4/3}} \quad (4.7)$$

La fricción sobre la superficie libre del agua ocasionada por el viento es calculada con la ecuación de Van Dorn, considerando la velocidad del viento a 10 m de altura de la superficie libre del agua (Van Dorn, 1953).

Se configuraron los modelos geométricos propuestos originalmente para agua limpia (Figura 1) y modificado por sedimentos (Figura 2) dentro del programa; se asignaron coeficientes de Manning de 0.0123 en las paredes de las estructuras, excepto en la parte inferior del canal de entrada y sección de transición convergente de los modelos modificados por sedimentos, donde se usó un coeficiente de Manning de 0.023 de acuerdo con lo explicado previamente. La discretización numérica consistió en un mallado estructurado con elementos rectangulares de 0.5 cm × 1.0 cm, con el lado mayor en la dirección principal del flujo.

Las condiciones de frontera en la entrada fueron caudal constante en régimen subcrítico y flujo en régimen supercrítico a la salida; asimismo, se definió el modelo de turbulencia $k-\varepsilon$ de Rastogi y Rodi (Rastogi & Rodi, 1978).

Simulación tridimensional

Se desarrolló empleando la versión académica de ANSYS® CFX®, un programa de dinámica de fluidos computacional (CFD) que combina soluciones numéricas avanzadas para las ecuaciones generales de flujo de fluidos con potentes funciones de preprocesamiento y postprocesamiento, además de capacidad para la modelación de flujos laminares y turbulentos en estado estacionario o transitorio. Este programa utiliza el método de volúmenes finitos para discretizar el dominio del problema y resolver las ecuaciones diferenciales de Navier-Stokes promediadas por Reynolds (RANS) para cada volumen de control (ANSYS®, 2020).

Las ecuaciones para la conservación de la masa y el momento se pueden escribir como:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho U_j) = 0 \quad (4.8)$$

$$\frac{\partial \rho U_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho U_i U_j) = -\frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} (2\mu S_{ij} - \rho \overline{\rho u'_i u'_j}) \quad (4.9)$$

donde i y j son índices que representan las direcciones coordenadas, x_i representa las direcciones de las coordenadas ($i = 1$ a 3 para las direcciones x , y e z), ρ es la densidad del flujo, t el tiempo, U el vector de velocidad, p la presión, u'_i representa la velocidad turbulenta en cada dirección ($i = 1$ a 3 para las direcciones x , y e z), μ es la viscosidad

molecular, S_{ij} es el tensor de velocidad de deformación media y $-\rho\overline{\rho u'_i u'_j}$ es la tensión de Reynolds (Carrillo et al., 2018).

La geometría del modelo se preparó utilizando el programa SALOME® v.9.5.0 (Open Cascade, 2021) y posteriormente fue importada a ANSYS® CFX® donde se realizó la discretización del dominio de integración con un mallado, por el método “multizone”, generando aproximadamente 300 mil elementos hexaédricos con un tamaño máximo de lado de 1 cm y buenos parámetros de asimetría (máx. 0.156) y calidad ortogonal (mín. 0.96), parámetros importantes para cualquier simulación. (ANSYS®, 2020).

La simulación se llevó a cabo en régimen permanente en condiciones de presión atmosférica de 1 atm, utilizando agua y aire como fluidos incompresibles, se seleccionó el modelo homogéneo de flujo multifásico euleriano-euleriano para resolver el flujo bifásico aire-agua, para resolver la interfaz se seleccionó un modelo de superficie libre, el modelo de tensión superficial se definió como fuerza superficial continua con agua como fluido primario, utilizando un coeficiente de tensión superficial de $0.072 \text{ N}\cdot\text{m}^{-1}$ y seleccionando el modelo de turbulencia $k-\varepsilon$. Las condiciones de frontera fueron velocidad del fluido a la entrada del volumen de control, salida del fluido a presión media estática, la parte superior de la estructura abierta a presión atmosférica y las paredes de la estructura como una estructura inmóvil con rugosidad de 0.00006 m.

4.4.4 Medición y procesamiento de resultados

Se seleccionaron seis sitios de medición de la profundidad del agua: uno a 0.2 m de la entrada de la estructura (sitio E), y cinco en la rápida, distribuidos equidistantemente a partir de su inicio (Figura 4.3). Donde para las simulaciones 2D y 3D se realizaron mediciones hasta en siete puntos a lo ancho de la estructura para obtener un valor promedio.

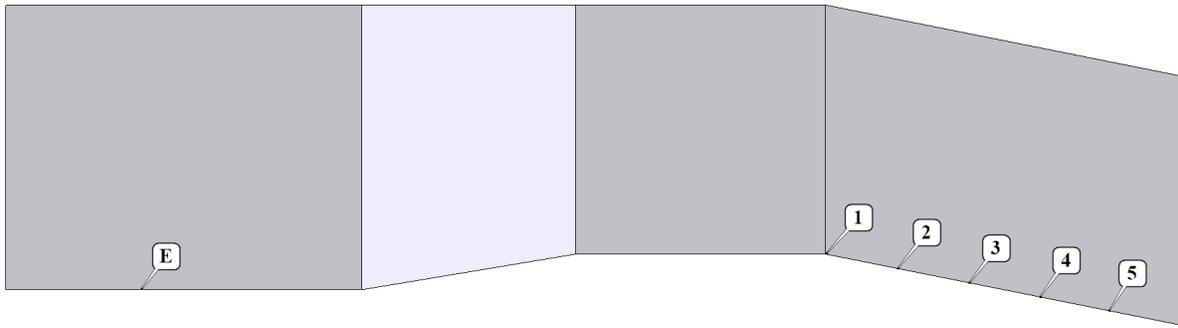


Figura 4.3. Sitios de medición de la profundidad del agua para los caudales simulados.

Para determinar la confiabilidad de los resultados obtenidos, se calcularon tres tipos de errores en cada sitio de medición: error porcentual medio absoluto (MAPE), error absoluto medio (MAE) y la raíz del error cuadrático medio (RMSE) (Khuntia et al., 2019; Sammen et al. 2020), mediante las ecuaciones (4.10), (4.11) y (4.12):

$$MAPE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{|\phi_{iobs} - \phi_i|}{\phi_{iobs}} \times 100 \quad (4.10)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\phi_{iobs} - \phi_i)^2} \quad (4.11)$$

$$MAE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |\phi_{iobs} - \phi_i| \quad (4.12)$$

donde ϕ_{iobs} es el valor pronosticado con WinFlume, ϕ_i es el valor obtenido de la simulación hidráulica (1D, 2D y 3D), y N es el número de datos analizados.

Además, se graficaron de manera conjunta las curvas Q vs h, obtenidas con WinFlume® y a partir de las simulaciones, con la finalidad de visualizar la variación existente entre las mismas. Posteriormente, utilizando los valores de profundidad de flujo calculada en cada sitio medido en la rápida para los caudales simulados, se construyeron gráficas del perfil de flujo, con el propósito de valorar el sitio que mostrara una mayor consistencia en la

variación de la profundidad de las líneas de flujo, puesto que como se indicó anteriormente, los caudales se definieron para incrementos fijos de profundidad de flujo.

Con el propósito de identificar si la reducción de área hidráulica a la entrada del aforador tenía un efecto en el flujo de la rápida, se calcularon los errores descritos en las ecuaciones 10 a 12, considerando los resultados obtenidos de las simulaciones hechas con los modelos geométricos modificados por sedimentos, tomando como valores de referencia los obtenidos en las rápidas de los modelos geométricos para agua limpia.

Finalmente, se seleccionaron los dos sitios de medición con menor error para construir gráficas Q vs h y obtener los parámetros de ajuste de un modelo potencial de la forma $Q = k \cdot h^m$, indicando el coeficiente de determinación (R^2), el cual expresa como se ajusta nuestro modelo a la variable que queremos explicar (Chicco et al., 2021).

4.5 Resultados y discusión

En el Cuadro 4.1 se muestran los caudales determinados con WinFlume® para la estructura de aforo propuesta (medidos a la entrada), mientras que en la Figura 4.4 se muestra la curva Q vs h , característica de la estructura.

Cuadro 4.1. Variables hidráulicas de importancia, determinadas a la entrada de la estructura de aforo propuesta.

Profundidad del flujo (h, cm)	Caudal (Q, l·s ⁻¹)	Número de Froude (Fr)	Velocidad (m·s ⁻¹)
3.0	2.12441	0.07495	0.06639
4.0	3.33120	0.09850	0.09253
5.0	4.71405	0.11901	0.11785
6.0	6.25570	0.13689	0.14217
7.0	7.94286	0.15255	0.16548
8.0	9.76558	0.16633	0.18780
9.0	11.71547	0.17855	0.20920
10.0	13.78554	0.18944	0.22976
11.0	15.96933	0.19921	0.24952
12.0	18.26243	0.20801	0.26857
13.0	20.66366	0.21602	0.28700
14.0	23.16658	0.22332	0.30482
15.0	25.76660	0.22999	0.32208

16.0	28.45768	0.23608	0.33878
17.0	31.24218	0.24171	0.35502
18.0	34.11957	0.24695	0.37086
19.0	37.07784	0.25176	0.38623
20.0	40.09573	0.25608	0.40096
21.0	43.18549	0.26006	0.41525
22.0	46.37358	0.26389	0.42938
23.0	49.63846	0.26747	0.44320
24.0	52.97837	0.27083	0.45671

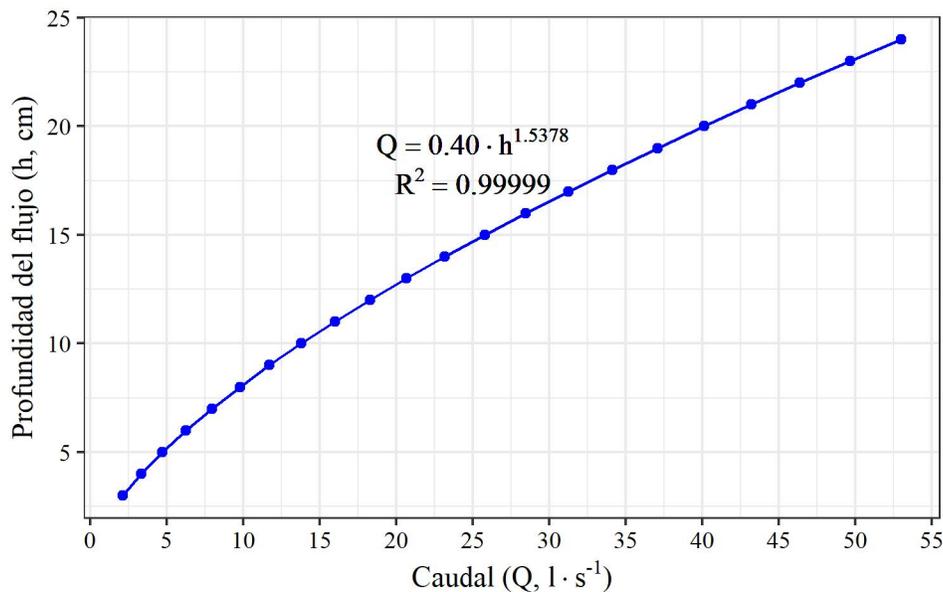


Figura 4.4. Relación entre los caudales y la profundidad de flujo calculados en la entrada de la estructura de aforo propuesta.

De manera ilustrativa en la Figura 4.5 se muestran los resultados de las simulaciones realizadas con los tres programas para un caudal y una pendiente en particular; mientras que en el Cuadro 4.2 se muestran los errores calculados para los resultados obtenidos en las simulaciones hidráulicas con respecto a los pronosticados por el programa de diseño de aforadores WinFlume v.1.0.6, donde observamos que no existen diferencias significativas; lo que concuerda con la investigación de Glock et al. (2019), quienes luego de realizar simulaciones de cauces con diferentes morfologías y condiciones de flujo pero sin cambios bruscos, mencionan que no encontraron diferencias sustanciales en las profundidades del agua calculadas con modelos numéricos 1D, 2D y 3D.

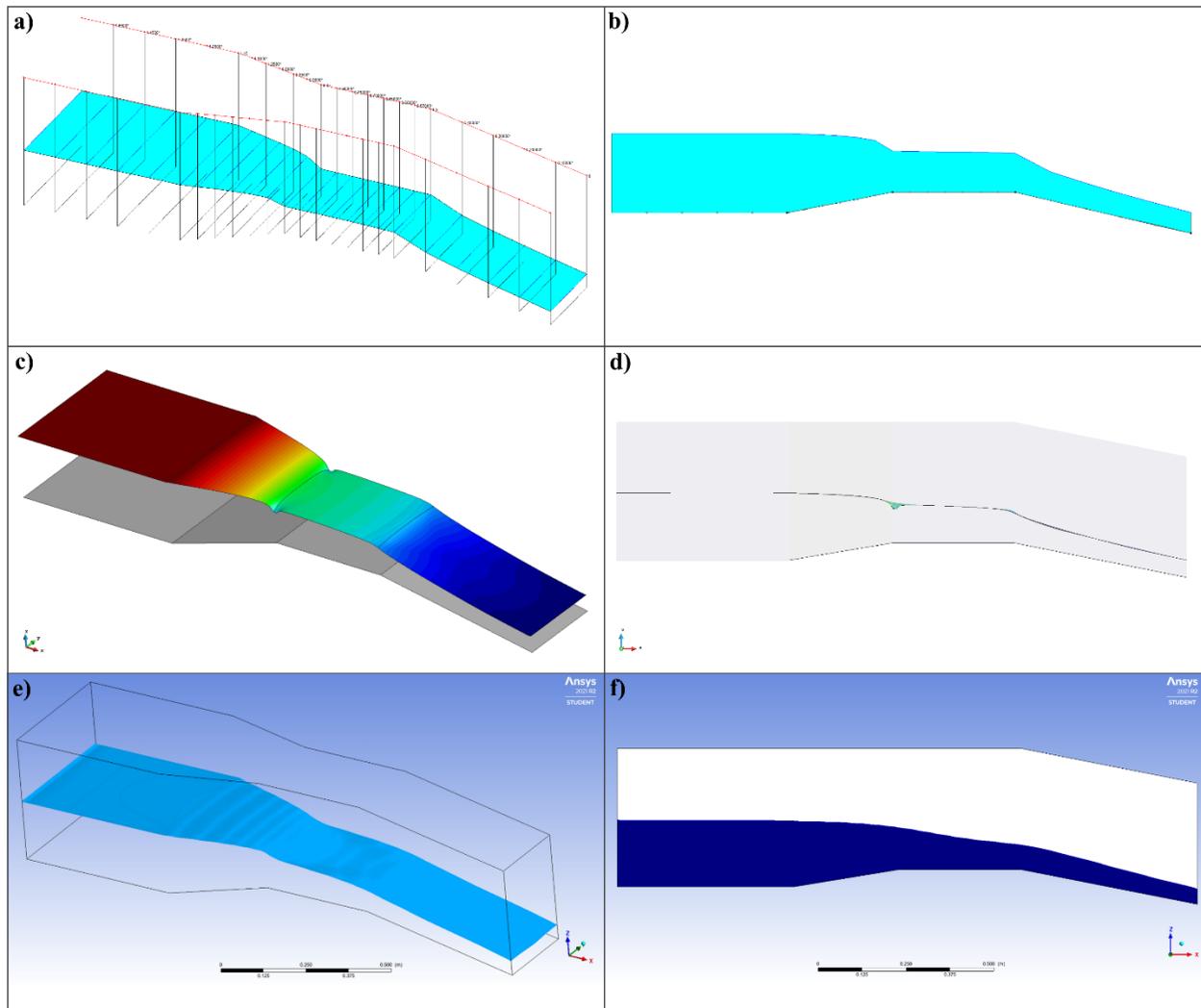


Figura 4.5. Relación Resultados del comportamiento de flujo en una estructura de aforo con pendiente de salida al 20% para un caudal de $23.1666 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$ (a) y b) HEC-RAS®, c) y d) Iber® y e) y f) ANSYS CFX®).

Cuadro 4.2. Estadísticos determinados para los resultados de las simulaciones hidráulicas a la entrada de la estructura.

ERRORES A LA ENTRADA DE LA ESTRUCTURA			
	MAPE (%)	MAE (cm)	RMSE (cm)
HEC-RAS (1D)	2.28	0.015	0.371
IBER (2D)	2.73	0.018	0.471
ANSYS CFX (3D)	1.80	0.011	0.274

De manera global se observa que los resultados obtenidos con los tres programas condujeron un buen ajuste, puesto que todos los errores son cercanos a 0; lo cual también

se puede notar al graficar las curvas Q vs h, donde se puede apreciar el comportamiento que siguen las mismas (figura 6).

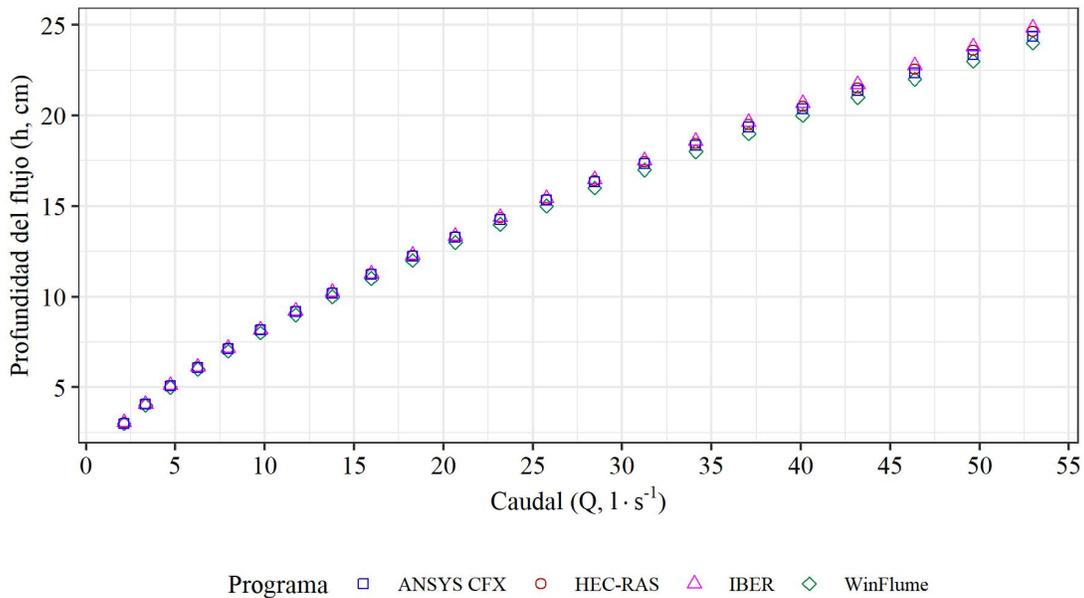


Figura 4.6. Comparación entre la profundidad de agua calculada para los diferentes caudales simulados en la entrada de la estructura de aforo.

De la Figura 4.7 a la Figura 4.9 se muestran los resultados del comportamiento de los perfiles del flujo de agua generado a partir de los caudales simulados, donde en general observamos que la variación entre perfiles obtenida es consistente, es decir, para cada gasto simulado corresponde un incremento fijo en la profundidad de flujo; aunque existen sitios en los que algunos datos no se ajustan al comportamiento normal esperado. Estas gráficas también revelan una variación importante en las simulaciones, pues en el sitio 1 de medición, que corresponde con el sitio de cambio de régimen de flujo (al pasar de la sección de control a la rápida), los resultados de la simulación hidráulica 1D indican el mismo valor en el sitio, para un caudal dado a pesar de existir una pendiente diferente aguas abajo; sin embargo, en las simulaciones 2D y 3D obtenemos un valor menor que incluso disminuye a medida que aumenta la pendiente aguas abajo. Esta situación es similar a la descrita por Toombes and Chanson (2011) quienes analizaron el flujo en un vertedero de cresta ancha con terminación curva aguas abajo, lo que permitía una aceleración del flujo, utilizando para ello un modelo físico y simulaciones 1D, 2D y 3D; encontrando que HEC-RAS® era capaz de predecir cuándo se produce una transición de

flujo subcrítico a supercrítico, pero no proporcionaba cálculos correctos en los sitios de cambio de régimen, produciendo un valor de profundidad de flujo mayor al que realmente sucedía, además de que el error aumentaba a medida que aumentaba el caudal circulante, existiendo solamente buena correspondencia aguas arriba y aguas abajo de dicho sitio.

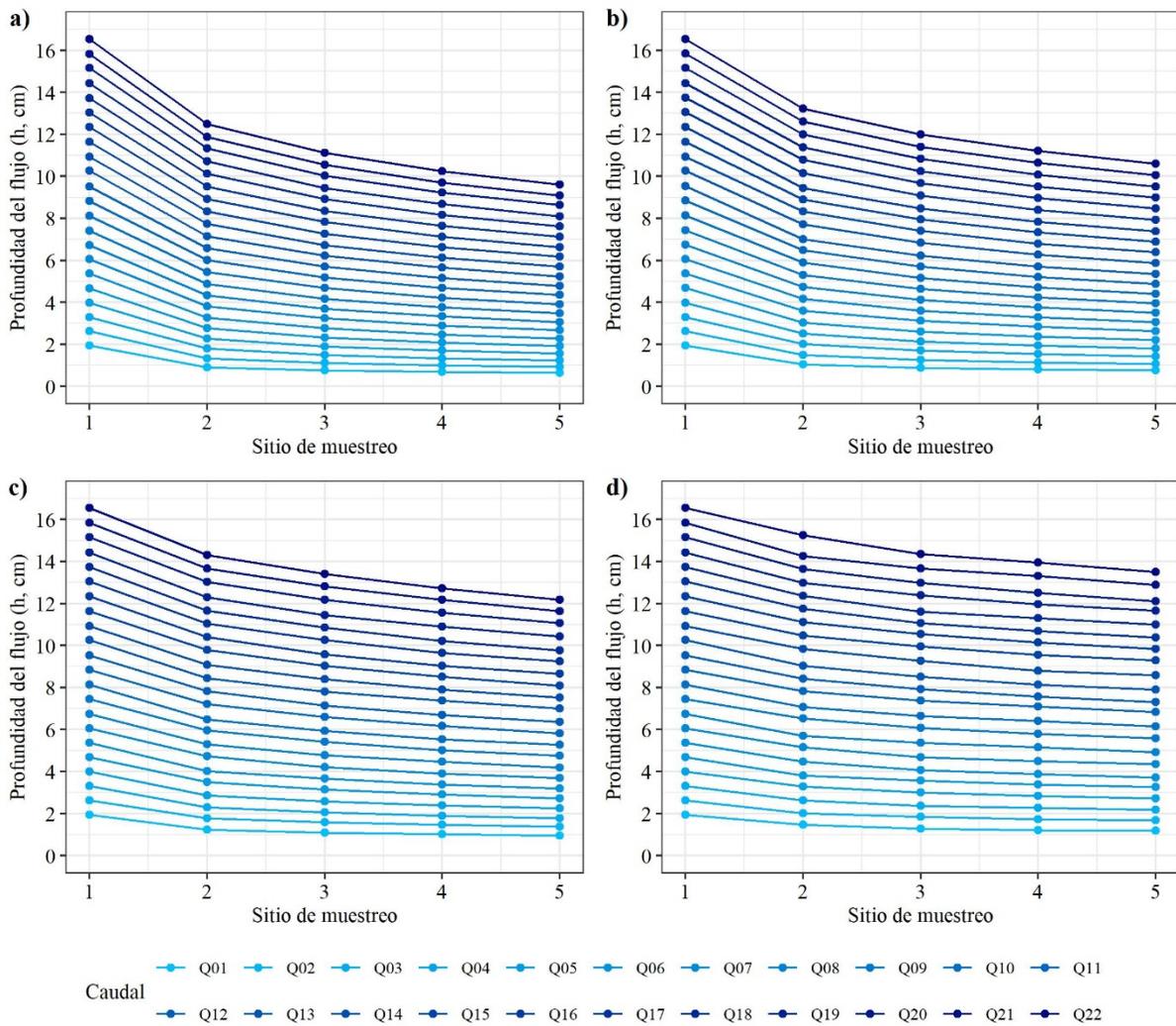


Figura 4.7. Perfiles de agua obtenidos de los caudales simulados mediante el programa HEC-RAS®, en la rápida de la estructura aforadora para las cuatro pendientes evaluadas: a) 30%, b) 20%, c) 10% y d) 5%.

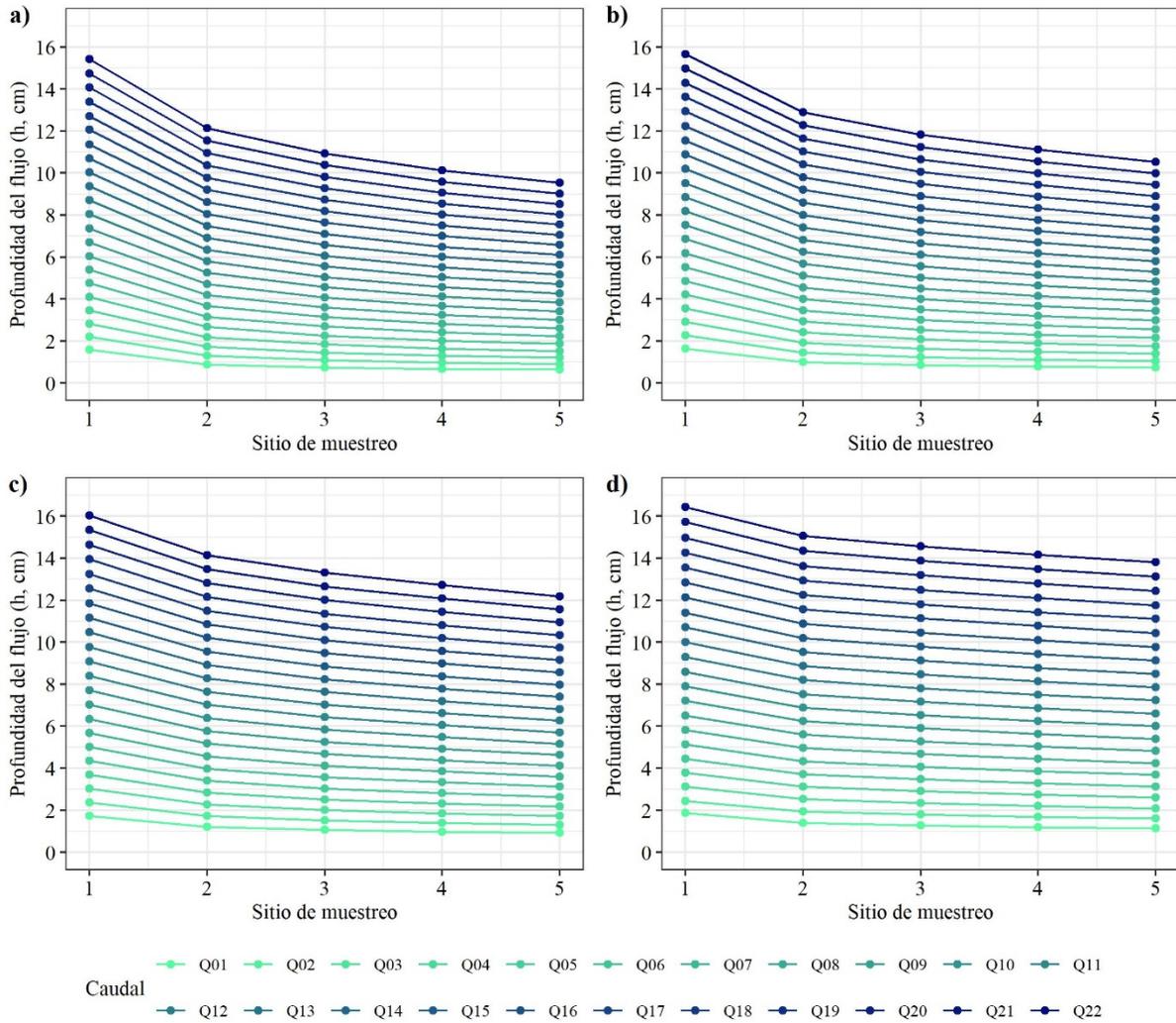


Figura 4.8. Perfiles de agua obtenidos de los caudales simulados mediante el programa Iber®, en la rápida de la estructura aforadora para las cuatro pendientes evaluadas: a) 30%, b) 20%, c) 10% y d) 5%.

Además del flujo en vertederos Toombes and Chanson (2011) también analizaron flujos en canales abiertos, tanto experimental como numéricamente, encontrando un mejor desempeño con las simulaciones 2D y 3D, pero teniendo siempre mejores resultados con simulaciones 3D para las diferentes condiciones analizadas.

Para el caso que nos ocupa, resulta de particular importancia señalar que se encontraron inconsistencias entre los perfiles de flujo en las simulaciones 3D, pues como se mencionó anteriormente se esperaba encontrar un patrón entre la separación de las líneas de flujo. Dichas inconsistencias resaltan en caudales menores a $10 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$ en el sitio 2 de medición de las cuatro pendientes evaluadas, lo cual podría deberse a que existe una ligera

formación de ondas estacionarias ocasionadas por la reflexión de un flujo convergente en las paredes laterales de la estructura de aforo (salto oblicuo), semejante a lo encontrado en diseños similares con flujos supercríticos por Krüger & Rutschmann (2006) y Abdo et al. (2018); además, el sitio se encuentra aguas abajo de una intersección brusca entre dos pendientes lo que supone una alteración de la superficie de flujo antes de que el perfil S2 se logre establecer completamente (Sotelo, 2002).

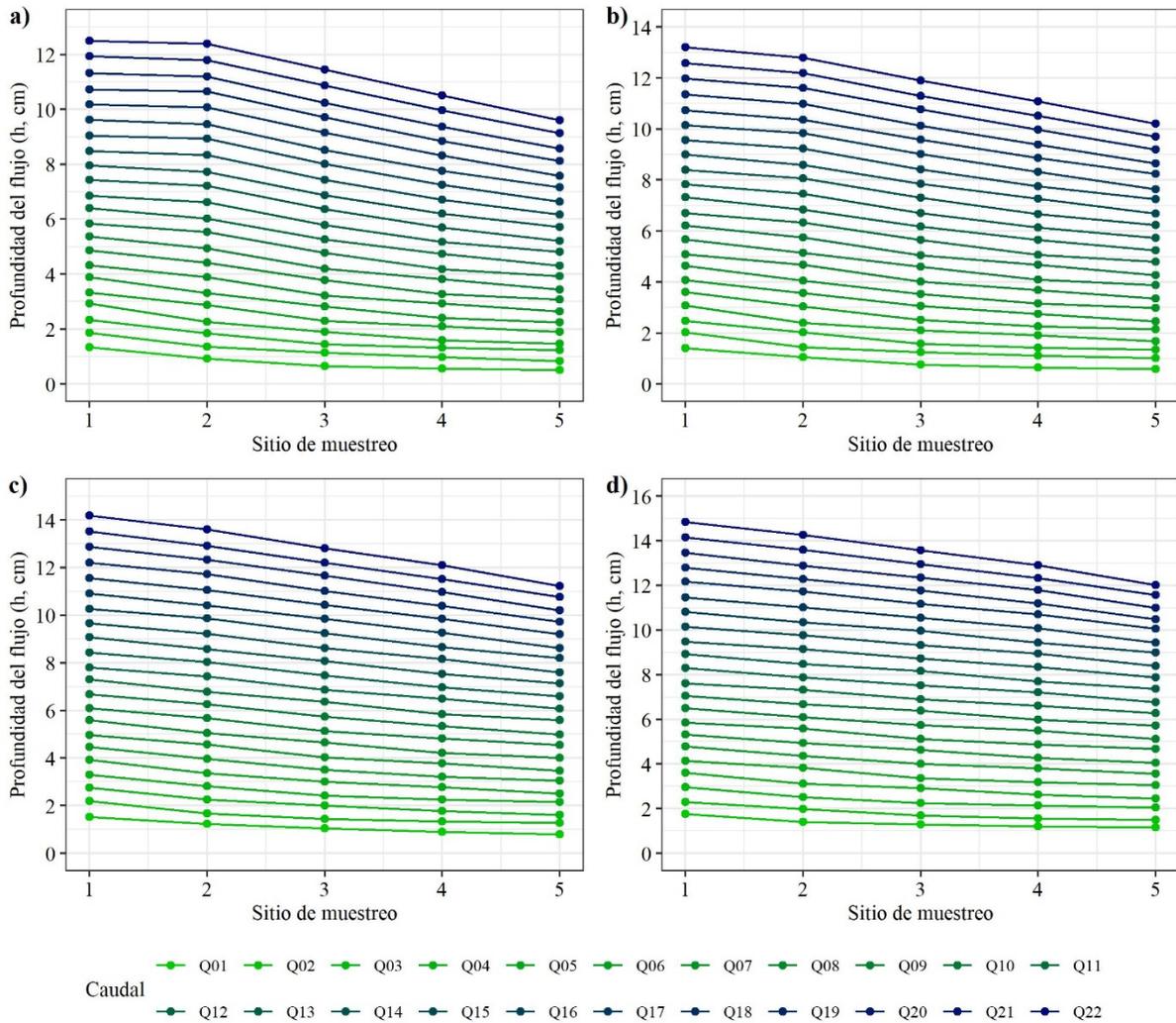


Figura 4.9. Perfiles de agua obtenidos de los caudales simulados mediante el programa ANSYS® CFX®, en la rápida de la estructura aforadora para las cuatro pendientes evaluadas: a) 30%, b) 20%, c) 10% y d) 5%.

Del análisis de los perfiles de flujo obtenidos con las simulaciones, se encontró que los sitios idóneos para medir la profundidad de flujo y estimar el caudal mediante una relación funcional Q vs h son los sitios de medición tres y cuatro. Aunque, en el sitio cinco también

se observó buena concordancia, este podría ser afectado por las condiciones de flujo que se generen aguas abajo de la estructura, donde será necesario colocar un tanque disipador para evitar la erosión. Por otra parte, respecto al análisis realizado para determinar si la reducción del área hidráulica ocasionada por una acumulación de sedimentos a la entrada de la estructura tenía un efecto en el desarrollo de las profundidades de flujo en la rápida para los distintos caudales simulados, los errores calculados se muestran en el Cuadro 4.3.

Cuadro 4.3. Errores de la profundidad del flujo entre las simulaciones de flujo en la rápida de la estructura de aforo original y la estructura de aforo con área hidráulica reducida.

Sitio de medición	Error	Pendiente de la rápida			
		s = 30%	s = 20%	s = 10%	s = 5%
1	MAPE (%)	0.290	0.160	0.110	0.320
	MAE (cm)	0.063	0.014	0.011	0.020
	RMSE (cm)	0.026	0.012	0.009	0.013
2	MAPE (%)	0.090	0.100	0.120	0.220
	MAE (cm)	0.009	0.010	0.016	0.025
	RMSE (cm)	0.007	0.007	0.012	0.019
3	MAPE (%)	0.090	0.090	0.120	0.220
	MAE (cm)	0.007	0.008	0.015	0.031
	RMSE (cm)	0.005	0.006	0.011	0.021
4	MAPE (%)	0.110	0.080	0.140	0.220
	MAE (cm)	0.006	0.008	0.016	0.032
	RMSE (cm)	0.005	0.005	0.011	0.022
5	MAPE (%)	0.110	0.090	0.130	0.240
	MAE (cm)	0.006	0.008	0.015	0.032
	RMSE (cm)	0.004	0.006	0.011	0.022

Los resultados obtenidos muestran que, los sitios con menor variación de los perfiles de flujo son efectivamente el tres, cuatro y cinco, por lo que serían adecuados para medir la profundidad de flujo con mayor confiabilidad; aunque, como hemos mencionado anteriormente, sería recomendable no medir en un sitio muy próximo al final de la estructura. Adicionalmente, se muestran las gráficas con los resultados obtenidos para las relaciones Q vs h derivadas de las simulaciones 1D, 2D y 3D en los sitios de medición

tres y cuatro (Figura 4.10 y Figura 4.11), donde uno de los aspectos a destacar es la similitud existente entre los resultados obtenidos para la pendiente del 20%.

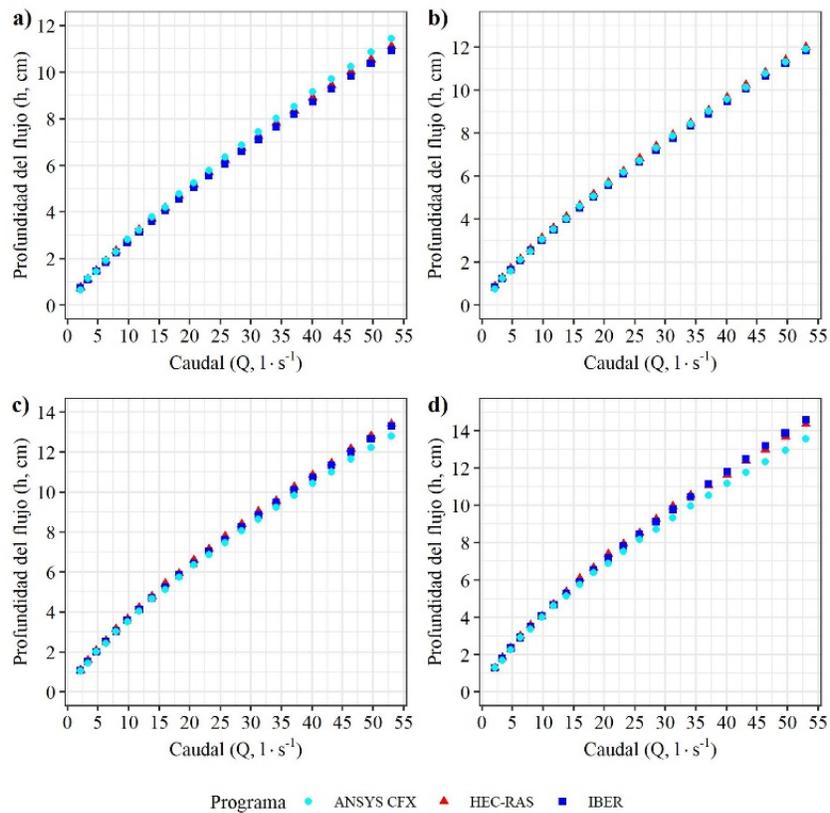


Figura 4.10. Comparación de las relaciones Q vs h , obtenidas en el sitio de medición tres en la estructura de aforo propuesta y para pendientes en la rápida de (a) 30%, b) 20%, c) 10% y d) 5%.

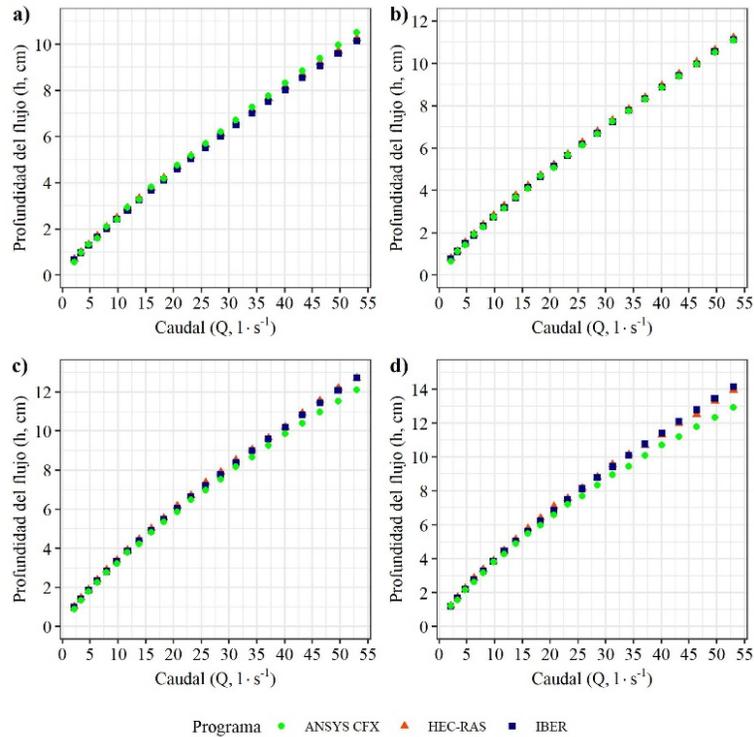


Figura 4.11. Comparación de las relaciones Q vs h, obtenidas en el sitio de medición cuatro en la estructura de aforo propuesta y para pendientes en la rápida de (a) 30%, b) 20%, c) 10% y d) 5%).

Finalmente, en el Cuadro 4.4 se muestra el ajuste de los resultados obtenidos en los sitios de medición 3 y 4 ajustados al modelo de la forma $Q = k \cdot h^m$ con su respectivo coeficiente de determinación (R^2).

Cuadro 4.4. Ecuación potencial de la relación Q vs h en los sitios tres y cuatro en la rápida de la estructura de aforo para las simulaciones 1D (HEC-RAS®), 2D (Iber®) y 3D (ANSYS® CFX®).

S	M	HEC-RAS		IBER		ANSYS CFX	
		Ecuación	R ²	Ecuación	R ²	Ecuación	R ²
30%	3	$Q = 2.7692 \cdot h^{1.2231}$	0.99992	$Q = 2.9065 \cdot h^{1.2120}$	0.99996	$Q = 2.8059 \cdot h^{1.2035}$	0.99984
	4	$Q = 3.2470 \cdot h^{1.1983}$	0.99996	$Q = 3.4310 \cdot h^{1.1813}$	0.99999	$Q = 3.3906 \cdot h^{1.1673}$	0.99985
20%	3	$Q = 2.3117 \cdot h^{1.2587}$	0.99992	$Q = 2.4653 \cdot h^{1.2405}$	0.99997	$Q = 2.4210 \cdot h^{1.2431}$	0.99983
	4	$Q = 2.7168 \cdot h^{1.2279}$	0.99997	$Q = 2.8334 \cdot h^{1.2145}$	0.99997	$Q = 2.8650 \cdot h^{1.2106}$	0.99985
10%	3	$Q = 1.7620 \cdot h^{1.3095}$	0.99990	$Q = 1.8774 \cdot h^{1.2899}$	0.99999	$Q = 1.8382 \cdot h^{1.3155}$	0.99986
	4	$Q = 2.0158 \cdot h^{1.2831}$	0.99988	$Q = 2.1288 \cdot h^{1.2640}$	0.99999	$Q = 2.1108 \cdot h^{1.2896}$	0.99982
5%	3	$Q = 1.3361 \cdot h^{1.3809}$	0.99957	$Q = 1.5198 \cdot h^{1.3252}$	0.99999	$Q = 1.4018 \cdot h^{1.3911}$	0.99982
	4	$Q = 1.4903 \cdot h^{1.3554}$	0.99970	$Q = 1.6866 \cdot h^{1.3003}$	0.99999	$Q = 1.5360 \cdot h^{1.3805}$	0.99968

Q: caudal ($l \cdot s^{-1}$); h: profundidad del flujo (cm); S: pendiente de la rápida; M: Sitio de medición

Los resultados obtenidos, para todos los casos presentan un alto coeficiente de determinación, lo que significa que existe una sólida correlación entre los caudales y la profundidad de flujo esperada en los sitios de medición, encontrando un valor mínimo de aproximadamente 0.9996. Aunque atendiendo la investigación de Toombes and Chanson (2011) se debería dar mayor importancia a los resultados obtenidos con el análisis de flujo 3D; donde observamos que para las dos pendientes mayores el sitio de medición con mejor ajuste es el cuatro, mientras que en el caso de las pendientes menores existe un mejor ajuste con el sitio tres. Si bien, se encontró un buen ajuste para las cuatro pendientes, hay que recordar que a mayor pendiente la variación entre perfiles de flujo es más pequeña, lo que dificultaría la medición de estos, pues se requeriría de instrumentos precisos; por lo tanto, sería recomendable utilizar las menores pendientes.

4.6 Conclusiones

Los resultados obtenidos de la estructura de aforo indican que ésta puede ser una buena alternativa para su construcción frente a las diferentes opciones que existen hoy en día; además, considerando que el error sustentado analítica y experimentalmente en los aforadores de garganta larga es de aproximadamente un 2%, y que los resultados obtenidos indican un error cercano al 3%, esto significa que en el peor de los escenarios el error en estas estructuras es de $\pm 5\%$ con respecto al valor verdadero y en condiciones ideales, esta tolerancia en mediciones en campo es bastante aceptable para condiciones extremas de toma de lecturas, lo cual cumpliría con el objetivo de este estudio.

De acuerdo con los resultados obtenidos para una estructura aforadora con sedimentos y que bloquee la toma aguas arriba deberá contener una rápida o canal supercrítico con la toma o pozo de observación a 2/5 de su inicio y una pendiente de 10% para obtener la mejor aproximación al caudal que circula y construir las curvas Q vs h que nos permitan conocer los caudales en un rango de 10 a 50 l·s⁻¹ y se recomienda construir esta estructura bajo estas condiciones para comprobar en el laboratorio de hidráulica los resultados obtenidos con diferentes tipos de sedimentos.

Con base en la necesidad de medir los caudales en las microcuencas principales, la propuesta de un aforador de garganta larga modificado es una solución confiable para

finés de aplicaci3n pr3ctica con mediciones promedio aceptables para la toma de decisiones de la administraci3n del agua y su uso eficiente.

4.7 Agradecimientos

Los autores agradecen a todos los ciudadanos que con sus contribuciones hicieron posible el financiamiento de la presente investigaci3n a trav3s de los recursos econ3micos otorgados mediante el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnolog3a (CONACYT).

4.8 Referencias

- Abdo, K., Riahi-Nezhad, C. K., & Imran, J. (2018). Steady supercritical flow in a straight-wall open-channel contraction. *Journal of Hydraulic Research*, 1–15. doi:10.1080/00221686.2018.1504126
- ANSYS (2020). ANSYS CFX-Solver Theory Guide. Release 2020 R1.
- Blad3, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., V3zquez-Cend3n, E., Dolz, J. y Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulaci3n num3rica del flujo en r3os. *Revista Internacional de M3todos Num3ricos Para C3lculo y Dise1o En Ingenier3a*, 30(1), 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.07.004>
- Blad3, E., Sanz-Ramos, M., Dolz, J., Exp3sito-P3rez, J. M., & S3nchez-Juny, M. (2019). Modelling flood propagation in the service galleries of a nuclear power plant. *Nuclear Engineering and Design*, 352, 110180. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2019.110180>
- Berm3dez, M., Cea, L., Puertas, J., Conde, A., Mart3n, A., & Bazt3n, J. (2017). Hydraulic model study of the intake-outlet of a pumped-storage hydropower plant. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*, 11(1), 483–495. <https://doi.org/10.1080/19942060.2017.1314869>
- Brigido, M. J. G.; Carrillo, G. M.; Prado, H. J. V. & Flores, V. J. (2022). An3lisis de un aforador de garganta larga con tomas en la secci3n supercr3tica para evitar taponamiento debido a flujo con sedimentos. Tesis de doctorado. Posgrado en Ingenier3a Agr3cola y Uso Integral del Agua. U. A. Chapingo, M3xico
- Brunner, G W. (2016). HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC). Davis, CA.
- Carrillo, G. M. (1999). Sediment-resistant flume for hydrologic measurements. [Tesis doctoral, Universidad de Arizona]. Repositorio institucional – Universidad de Arizona
- Carrillo, J., Garc3a, J., & Castillo, L. (2018). Experimental and Numerical Modelling of Bottom Intake Racks with Circular Bars. *Water*, 10(5), 605. <https://doi.org/10.3390/w10050605>

- Castro-Orgaz, O., & Mateos, L. (2014). Water Discharge Measurement in Agricultural Catchments Using Critical Depth Flumes Affected by Sediment Deposition. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140(3), 04013018. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)ir.1943-4774.0000672](https://doi.org/10.1061/(asce)ir.1943-4774.0000672)
- Chicco D, Warrens MJ, Jurman G. 2021. The coefficient of determination R-squared is more informative than SMAPE, MAE, MAPE, MSE and RMSE in regression analysis evaluation. *PeerJ Computer Science* 7:e623 <https://doi.org/10.7717/peerj-cs.623>
- Chow, Ven Te. (1988). *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, New York USA, pp. 680
- Clemmens, A. J., Replogle, J. A., & Bos, M. G. (1984). Rectangular Measuring Flumes for Lined and Earthen Channels. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 110(2), 121–137. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9437\(1984\)110:2\(121\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9437(1984)110:2(121))
- Clemmens, A. J., Bos, M. G., & Replogle, J. A. (1987). Contraction Ratios for Weir and Flume Designs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 113(3), 420–424. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9437\(1987\)113:3\(420\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9437(1987)113:3(420))
- Clemmens, A. J., & Bos, M. G. (1992). Critical Depth Relations for Flow Measurement Design. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 118(4), 640–644. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9437\(1992\)118:4\(640\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9437(1992)118:4(640))
- Clemmens A. J., Wahl T. L., Bos M. G., Replogle J. A. 2001. *Water measurement with Flumes and Weirs*. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI). Publication 58. Wageningen, The Netherlands. 382p.
- Comisión Nacional del Agua. (2019). *Atlas de Agua en México 2018*. Ed. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Ciudad de México.
- Cox, A. L., Thornton, C. I., & Abt, S. R. (2013). Supercritical Flow Measurement Using a Large Parshall Flume. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 139(8), 655–662. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)ir.1943-4774.0000605](https://doi.org/10.1061/(asce)ir.1943-4774.0000605)
- Echeverriabar, I., Morales-Hernández, M., Brufau, P., & García-Navarro, P. (2019). 2D numerical simulation of unsteady flows for large scale floods prediction in real time. *Advances in Water Resources*, 103444. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2019.103444>
- Fatichi, S., Vivoni, E. R., Ogden, F. L., Ivanov, V. Y., Mirus, B., Gochis, D., Downer, C.W., Camporese, M., Davison, J.H., Ebel, B., Jones, N., Kim, J., Mascaro, G., Niswonger, R., Restrepo, P., Rigon, R., Shen, C., Sulis, M., Tarboton, D. (2016). An overview of current applications, challenges, and future trends in distributed process-based models in hydrology. *Journal of Hydrology*, 537, 45–60. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.03.026>
- Gauthier, M. J., Camporese, M., Rivard, C., Paniconi, C., & Larocque M. (2009). A modeling study of heterogeneity and surface water-groundwater interactions in the Thomas Brook catchment, Annapolis Valley (Nova Scotia, Canada). *Hydrology and Earth System Sciences*, 13 (9), 1583–1596. <https://doi.org/10.5194/hess-13-1583-2009>

- Glock, K., Tritthart, M., Habersack, H., & Hauer, C. (2019). Comparison of Hydrodynamics Simulated by 1D, 2D and 3D Models Focusing on Bed Shear Stresses. *Water*, 11(2), 226. doi:10.3390/w11020226
- Gwinn, W. R. (1964). Walnut Gulch supercritical measuring flume. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers* 10(3),197-199. Recuperado de: <https://www.tucson.ars.ag.gov/unit/publications/PDFfiles/80.pdf>
- Göğüş, Mustafa; Altinbilek, Doğan. (1994). Flow-Measurement Structures of Compound Cross Section for Rivers. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 120(1), 110–127. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9437\(1994\)120:1\(110\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9437(1994)120:1(110))
- Gupta, H.V., Wagener, T., & Liu, Y. (2008). Reconciling theory with observations: elements of a diagnostic approach to model evaluation. *Hydrological Processes*, 22, 3802–3813. <https://doi.org/10.1002/hyp.6989>
- Hafnaoui, M. A., & Debabeche, M. (2020). Numerical modeling of the hydraulic jump location using 2D Iber software. *Modeling Earth Systems and Environment*. <https://doi.org/10.1007/s40808-020-00942-3>
- Hrachowitz, M., Savenije, H.H.G., Blöschl, G., McDonnell, J.J., Sivapalan, M., Pomeroy, J.W., Arheimer, B., Blume, T., Clark, M.P., Ehret, U., Fencia, F., Freer, J.E., Gelfan, A., Gupta, H.V., Hughes, D.A., Hut, R.W., Montanari, A., Pande, S., Tetzlaff, D., Troch, P.A., Uhlenbrook, S., Wagener, T., Winsemius, H.C., Woods, R.A., Zehe, E., and Cudennec, C., 2013. A decade of Predictions in Ungauged Basins (PUB) - a review. *Hydrological Sciences Journal*, 58(6), 1198-1255. <https://doi.org/10.1080/02626667.2013.803183>
- Khuntia, J. R., Devi, K., & Khatua, K. K. (2019). Flow distribution in a compound channel using an artificial neural network. *Sustainable Water Resources Management*. <https://doi.org/10.1007/s40899-019-00341-2>
- Krüger, S., & Rutschmann, P. (2006). Modeling 3D Supercritical Flow with Extended Shallow-Water Approach. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(9), 916–926. doi:10.1061/(asce)0733-9429(2006)132:9(916)
- Open Cascade. (2021). Salome 9.5.0. Programa de código abierto para pre y postproceso para simulación numérica. Recuperado de <https://www.salome-platform.org/downloads/current-version>
- Rastogi, A. K. & Rodi, W. (1978). Predictions of heat and mass transfer in open channels. *Journal of the Hydraulics Division*, 104(3) 397–420. <https://doi.org/10.1061/JYCEAJ.0004962>
- Replogle, J. A. (1970). Flow meters for water resource management. *Journal of the American Water Resources Association*, 6(3), 345–374. <https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.1970.tb00487.x>
- Replogle, J.A. (1975). Critical flow flumes with complex cross section. *Proc. Spec. Conf. on Irrigation and Drainage in an Age of Competition for Resources*. Am. Soc. Civ. Eng., Logan, Utah, Aug. 13-15, 1975, pp. 366-388.

- Replogle, J. A., & Clemmens, A. J. (1981). Measuring Flumes of Simplified Construction. *Transactions of the ASAE*, 24(2), 0362–0366. <https://doi.org/10.13031/2013.34258>
- Sammen, S. S., Ghorbani, M. A., Malik, A., Tikhamarine, Y., AmirRahmani, M., Al-Ansari, N., & Chau, K.-W. (2020). Enhanced Artificial Neural Network with Harris Hawks Optimization for Predicting Scour Depth Downstream of Ski-Jump Spillway. *Applied Sciences*, 10(15), 5160. <https://doi.org/10.3390/app10155160>
- Smith, R.E., Chery D.L., Renard, K.G. & Gwinn, W.R. (1981). Supercritical flow flumes for measuring sediment-laden flow. U.S. Department of Agriculture Technical Bulletin No. 1655. 70p. Recuperado de <https://www.nrc.gov/docs/ML0037/ML003746129.pdf>
- Sotelo, A. G. (2002). *Hidráulica de canales*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Toombes, L. & Chanson, H. (2011). Numerical limitations of hydraulic models. *Proceedings of the 34th World Congress of the International Association for Hydro-environment Research and Engineering: 33rd Hydrology and Water Resources Symposium and 10th Conference on Hydraulics in Water Engineering*, Engineers, Brisbane, Australia, pp. 2322-2329
- Van Dorn, W.C. (1953). Wind Stress on an Artificial Pond. *Journal of Marine Research*, 12, 249-276. Recuperado de <https://images.peabody.yale.edu/publications/jmr/jmr12-03-02.pdf>
- Velásquez-Valle, M. A., Sánchez-Cohen, I., Hawkins, R. H., Serna-Pérez, A., Gutiérrez-Luna, R., & Pedroza-Sandoval, A. (2017). Rainfall-runoff relationships in a semiarid rangeland watershed in central Mexico, based on the CN-NRCS approach. *Modeling Earth Systems and Environment*, 3(4), 1263–1272. <https://doi.org/10.1007/s40808-017-0379-8>
- Wahl T.L., Clemmens A. J., Bos M. G., Replogle J. A. 1999. WinFlume: Software for design and calibration of long-throated flumes and broad-crested weirs. Water Resources, High land Ranch, Colorado.
- Wilm, H.G., Cotton, J.S. & Storey, H. C. 1938. Measurement of Débris-Laden Stream Flow with Critical-Depth Flumes. *Transactions of ASCE*, 103 (1), 1237 – 1253. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0005027>
- Williams, M. R., King, K. W., & Fausey, N. R. (2015). Contribution of tile drains to basin discharge and nitrogen export in a headwater agricultural watershed. *Agricultural Water Management*, 158, 42–50. <https://doi.org/10.1016/j.agwat.2015.04.009>
- World Meteorological Organization. (2010). *Manual on Stream Gauging (Volume I – Fieldwork)*. WMO-No. 1044, Chairperson, Publications Board, Geneva, Switzerland.
- Zeng, J., Ansar, M., Rakib, Z., Wilsnack, M., & Chen, Z. (2019). Applications of Computational Fluid Dynamics to Flow Rating Development at Complex Prototype Hydraulic Structures: Case Study. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 145(12), 05019009. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)ir.1943-4774.0001417](https://doi.org/10.1061/(asce)ir.1943-4774.0001417)

5 MEMORIAS DE TRABAJOS EXPUESTOS EN CONGRESOS INTERNACIONALES

1.7.11 PROPUESTA DE AFORADORES PARA MICROCUENCAS Y SU ANÁLISIS HIDRÁULICO MEDIANTE SOLUCIONES NUMÉRICAS EN IBER

J. G. Brigido Morales¹, M. Carrillo García¹, J.V. Prado Hernández¹, J. Flores Velázquez²

¹Posgrado de Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua. Universidad Autónoma Chapingo. Carretera México-Texcoco. Km. 38.5, Chapingo, Texcoco, Edo. de México. 56230.

(jgabriel.brigido@gmail.com) (mauricio@correo.chapingo.mx) (vpradohdez@gmail.com)

²Postgrado en Hidrociencias, Campus Montecillo, Colegio de Postgraduados. 56230. Carretera México-Texcoco, Km. 36.5. Montecillo, Estado de México. (jorgelv@colpos.mx)

Keywords: Aforador, flujo con sedimentos, Simulación hidráulica,

RESUMEN

Existen pocos estudios enfocados en la medición de flujos en microcuencas, debido a que el arrastre de sedimentos provoca errores en las mediciones; en este trabajo se aborda este problema proponiendo estructuras que utilizan como base la investigación de aforadores de garganta larga. Se utilizó el programa WinFlume® v. 1.0.6 para diseñar un prototipo a escala con caudal máximo de $25 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$, al cual se añadió una rápida con dimensiones similares a la sección de control, configurando 3 variantes para obtener rápidas con pendientes de 10%, 20% y 30%. Para considerar el efecto de acumulación de sedimentos, se propusieron 3 estructuras modificadas, elevando el fondo de las secciones de entrada al nivel de la sección de control. Se realizaron simulaciones hidráulicas para cada estructura y su variante con Iber® v.2.5.2, utilizando los datos de caudal determinados con WinFlume® y se muestrearon los valores de profundidad de flujo tanto en la entrada, como en 3 sitios definidos de manera equidistante en la rápida. Se encontró un valor máximo de MAPE de 3% para los resultados en la entrada de la estructura; mientras que en los sitios muestreados de la rápida el valor máximo de MAPE fue de 0.15%, además los resultados en la rápida se ajustaron a un modelo de la forma $Q = k \cdot h^m$ con R^2 mínimo de 0.9998. Podemos concluir que este tipo de aforadores para microcuencas podría ser útil, recabando la información con muestreos en un sitio ubicado a la mitad de la rápida.

INTRODUCCIÓN

La medición de los volúmenes de agua a nivel de microcuenca ha sido descuidada, existiendo poca investigación, debido a que uno de los principales problemas es el arrastre de sedimentos que puede ocasionar la toma de lecturas erróneas. En el presente trabajo se aborda la propuesta de construcción de estructuras de aforo utilizando el principio de los aforadores de garganta larga (Clemmens et al. 2001), pero adicionando una rápida al final de la sección de control, creando variantes con diferentes pendientes a la salida, donde se busca encontrar un sitio adecuado para medir los gastos que circulan por la estructura, mediante simulaciones hidráulicas a través del programa Iber® 2.5.2, (Bladé et al., 2014).

METODOLOGÍA

El diseño de las estructuras de aforo se realizó utilizando WinFlume® v. 1.06 (Wahl et al., 1999), empleando una sección rectangular con contracciones laterales y de fondo para dar lugar a la sección de control, un gasto máximo de $25 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$, rugosidad absoluta de 0.0015 m y se obtuvo la tabla de aforos y su correspondiente curva Q-h. Posteriormente en Iber® se crearon 3 estructuras que se distinguen por la adición de una rápida con dimensiones semejantes a la sección de control, para pendientes de 10%, 20% y 30%. Para representar la acumulación de sedimentos se crearon variantes de las 3 estructuras, elevando el fondo de las secciones anteriores a la sección de control hasta igualar sus cotas de fondo. Se determinó un coeficiente equivalente de Manning de 0.014 para la rugosidad de las paredes de las estructuras excepto en el fondo de las secciones anteriores a la garganta de las estructuras modificada, donde se usó un valor de 0.023 (Chow, 1959); se simularon los gastos de la tabla de aforo, se muestreó la profundidad de flujo a la entrada y en 3 sitios distribuidos a lo largo de la rápida y se calcularon tres indicadores de precisión (MAPE, MAE y RMSE), para determinar la variación entre los resultados obtenidos para WinFlume® e Iber® a la entrada (sitio de medición original) y la variación entre los resultados de Iber® obtenidos en los sitios e la rápida para la estructura original y modificada, para determinar si la acumulación de sedimentos a la entrada afecta el flujo desarrollado en la rápida. La figura 1 ilustra una estructura de aforo con pendiente del 20% y su correspondiente modificación, así como los sitios de muestreo.

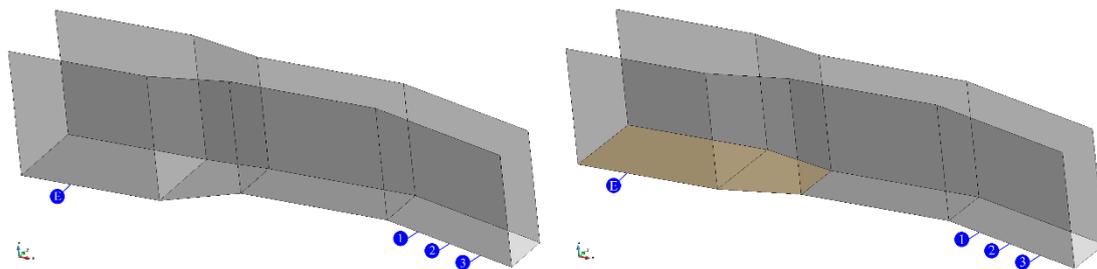


Figura 1. Diseño de la estructura de aforo propuesta y sitios de muestreo de datos.

Finalmente, utilizando los gastos y valores de profundidad medida en la rápida, se construyeron las curvas Q-h y determinó la ecuación de la forma $Q = k \cdot h^m$, obteniendo su coeficiente de determinación (R^2)

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La ecuación obtenida para curva Q-h obtenida originalmente con WinFlume® mostró un coeficiente de determinación R^2 de 0.99999, mientras que de los resultados de las simulaciones en Iber® obtuvimos un MAPE de 3.08%, un MAE de 0.41 cm y un RMSE de 0.41 cm a la entrada de la estructura. Respecto de las afectaciones al flujo en la rápida

por la reducción del área hidráulica a la entrada del aforador y cambio de rugosidad en el fondo se encontraron variaciones muy pequeñas, tal y como se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Indicadores estadísticos de la variación de resultados entre los sitios muestreados en la rápida de la estructura original y la estructura modificada para simular la acumulación de sedimentos.

Muestreo	Pend.	Ecuación	R ²	Indicador estadístico		
				MAPE	MAE	RMSE
Sitio 1	30%	$Q = 1.0084 \cdot h^{1.2593}$	0.9998	0.12%	0.008	0.011
	20%	$Q = 0.873 \cdot h^{1.2898}$	0.9998	0.12%	0.009	0.013
	10%	$Q = 0.7009 \cdot h^{1.3386}$	0.9999	0.15%	0.011	0.013
Sitio 2	30%	$Q = 1.2684 \cdot h^{1.2167}$	0.9998	0.10%	0.005	0.007
	20%	$Q = 1.0738 \cdot h^{1.2496}$	0.9998	0.09%	0.008	0.011
	10%	$Q = 0.8325 \cdot h^{1.3011}$	0.9999	0.13%	0.008	0.009
Sitio 3	30%	$Q = 1.4385 \cdot h^{1.2042}$	0.9999	0.08%	0.004	0.006
	20%	$Q = 1.2143 \cdot h^{1.2315}$	0.9999	0.09%	0.006	0.009
	10%	$Q = 0.9229 \cdot h^{1.2801}$	0.9999	0.09%	0.007	0.010

Q: caudal ($l \cdot s^{-1}$); h: profundidad del flujo (cm).

Con variaciones mínimas, los resultados muestran que son los sitios 2 y 3 en pendientes del 20 y 30%, son más adecuados para muestrear la profundidad de flujo. Aunque se considera más viable el sitio 2, para evitar posibles perturbaciones que pudieran generarse aguas abajo, además de una pendiente del 20%, puesto que a mayor pendiente se necesita mayor precisión para realizar las mediciones de las profundidades de flujo, las cuales se reducen conforme aumenta la velocidad.

CONCLUSIONES

Partiendo de los resultados podemos decir que la propuesta de estructura de aforo para microcuencas podría ser una alternativa frente a las opciones que existen hoy en día; pues las simulaciones mostraron una mínima afectación al flujo en la rápida por la acumulación de sedimentos en la entrada. Además, considerando un error en aforadores de garganta larga de aproximadamente un 2%, y un error aproximado de 3% obtenido en las simulaciones, en la situación más desfavorable tendríamos una estructura con un error en las mediciones cercano al 5%, que para mediciones en campo es bastante aceptable. La propuesta final se centra en una estructura de aforo con rápida de 20% de pendiente y sitio de muestreo a la mitad de la rápida, aunque resulta necesario construir un modelo físico para corroborar estos resultados previos.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Autónoma Chapingo, por el apoyo recibido.

REFERENCIAS

- Wahl T.L., Clemmens A. J., Bos M. G., Replogle J. A. 1999. WinFlume: Software for design and calibration of long-throated flumes and broad-crested weirs. Water Resources, High land Ranch, Colorado.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., ... Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería, 30(1), 1–10.
- Chow, Ven Te. (1959). Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company, New York USA, pp. 680
- Clemmens A. J., Wahl T. L., Bos M. G., Replogle J. A. 2001. Water measurement with Flumes and Weirs. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI). Publication 58. Wageningen, The Netherlands. 382p.
- Comisión Nacional del Agua. (2019). Atlas de Agua en México 2018. Ed. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Ciudad de México.



Bogotá - Colombia
Centro de Convenciones Ágora
Julio 13, 14 y 15 de 2022

Análisis numérico mediante iber del funcionamiento hidráulico de aforadores de garganta larga modificados, para cuencas pequeñas con azolves

J. G. Brigido Morales*, **M. Carrillo García¹**, **J. V. Prado Hernández¹**, **J. Flores Velázquez²**

¹Posgrado de Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua. Universidad Autónoma Chapingo.

²Posgrado en Hidrociencias, Colegio de Postgraduados, campus Montecillo.

*Autor correspondiente: Posgrado de Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua. Universidad Autónoma Chapingo, Carr. México-Texcoco, km 38.5. Chapingo, Texcoco, Estado de México. 56230. México. Email: jgabriel.brigido@gmail.com

Abstract

Reliable quantification of water volumes in small watersheds is crucial for their management. This work presents the analysis of three flumes designed with the WinFlume® v.2.0 program, for maximum flows in each flume of 250 l·s⁻¹, 500 l·s⁻¹ and 1000 l·s⁻¹, adding a chute with a 10% slope; to represent sedimentation a variant of each structure was generated, increasing the bottom elevation of its inlet sections to match the elevation of control section. Using Iber® v.2.5.2, the hydraulic simulation of each flume was carried out in a non-permanent regime, using synthetic hydrographs for peak times of 30, 50 and 80 minutes, with flows greater than the design flow rate; 22 to 24 flow depth measurements were taken, distributed during the simulation time and coinciding with flow rates for the validity range of operation of the flumes. Variations close to 2% were determined for the flow rates obtained in the simulations with respect to the simulated flow rate, while the variations of the flow in the chute between the original and modified structures were less than 1%. The flow-depth relationships (Q-h) found in the chute were adjusted to a model of the form $Q=k \cdot h^n$ obtaining an R^2 of 0.99995 and concluding that this type of flume can be useful for measurement in small watersheds, in the presence of storms with sediment entrainment that block the intakes upstream of the gauges.

KeyWords: design, flow measurement structure, hydraulic simulation, sediment flow.

Propuesta de aforadores para cuencas pequeñas y análisis numérico de su funcionamiento hidráulico mediante Iber

Resumen

La cuantificación de los volúmenes de agua de manera confiable en pequeñas cuencas es vital para su aprovechamiento. Este trabajo presenta el análisis de la propuesta de tres aforadores diseñados con el programa WinFlume® v.2.0, para caudales máximos en cada aforador de 250 l·s⁻¹, 500 l·s⁻¹ y 1000 l·s⁻¹, a los cuales se añadió una rápida con pendiente del 10%; para representar los azolves, se generó una variante de cada estructura aumentando la cota de fondo de sus secciones de entrada hasta igualar la cota de las secciones de control. Usando Iber® v.2.5.2, se realizó la simulación hidráulica de cada aforador, en régimen no permanente, utilizando hidrogramas sintéticos para tiempos pico de 30, 50 y 80 minutos, con flujos mayores al caudal de diseño; se tomaron de 22 a 24 mediciones de profundidad de flujo, distribuidas en el tiempo de simulación y coincidentes con caudales para el rango de validez de operación de los aforadores. Se determinaron variaciones cercanas al 2% para los caudales obtenidos en las simulaciones con respecto al caudal simulado, mientras que las variaciones del flujo en la rápida entre las estructuras originales y modificadas fueron menores del 1%. Las relaciones caudal-profundidad (Q-h) encontradas en la rápida se ajustaron a un modelo de la forma $Q=k \cdot h^n$, obteniendo un R² de 0.99995, se concluye que estos aforadores pueden ser útiles para aforar cuencas pequeñas, ante la presencia de tormentas con arrastre de sedimentos que bloqueen las tomas aguas arriba de los aforadores.

Palabras clave: diseño, estructura de aforo, simulación hidráulica, flujo con sedimentos.

Introducción

La gestión de los recursos hídricos constituye uno de los problemas ambientales que requiere atención de manera urgente, especialmente debido a la competencia por los recursos hídricos entre la agricultura, agua potable, industria y el medio ambiente. Dado que se estima que entre el 80 y 90% del agua utilizada a nivel mundial está destinada a la agricultura, y que la eficiencia de aprovechamiento de esta actividad es de aproximadamente el 50%, se han abordado estrategias enfocadas sobre todo a la mejora de sistemas de distribución, optimización de técnicas de riego, uso de variedades con menores requerimientos hídricos e incluso el reúso de aguas residuales tratadas (Bitelli, 2010).

Cada actividad encaminada a lograr un uso más eficiente del agua es crucial para liberar agua que pueda ser destinada para otros usos; sin embargo, una actividad que debería considerarse de suma importancia es lograr una correcta medición de



Bogotá - Colombia
Centro de Convenciones Ágora
Julio 13, 14 y 15 de 2022

los volúmenes de agua que fluyen aún en los cauces pequeños, pues como señalan Gowing *et al.* (2006), intervenciones mal concebidas o mal implementadas han provocado altos costos sociales y ambientales, siendo ejemplo de ello una asignación no equitativa del agua, al destinar a la agricultura un mayor volumen del que realmente se puede disponer, o impactos no deseados en los recursos naturales al extraer más agua de la que necesita para mantener la vida. En este sentido y de acuerdo con Sánchez *et al.* (2003) se debe considerar a la microcuenca o cuencas pequeñas (unidades con una superficie cercana a los 50 km²) para poder intervenir y hacer un ordenamiento, pues esta es la mejor manera para poder visualizar y manejar la producción del agua.

Cuando hablamos de la medición del agua, es inevitable pensar que existe una gran cantidad de investigación sobre estructuras de aforo; sin embargo, una revisión más profunda nos permite detectar que la investigación se ha enfocado en su mayoría a la medición de agua limpia, siendo el principal problema de la mayoría de las estructuras, la sedimentación existente cuando estas se instalan en cauces naturales. Si nos concentramos en revisar investigaciones sobre aforo de flujo con sedimentos encontramos que ésta es muy reducida, entre las últimas investigaciones que podemos citar tenemos a Smith *et al.* (1981), Göğüş y Altinbilek (1994), Carrillo (1999) así como Castro-Orgaz y Mateos (2014).

Este trabajo aborda la propuesta de aforadores para cuencas pequeñas, utilizando los criterios de diseño de aforadores de garganta larga, pues de acuerdo con sus autores posee un error cercano al 2% sustentado analítica y experimentalmente (Clemmens *et al.*, 2001). Sin embargo, dado que el diseño original también sufre de problemas de obstrucción del conducto del pozo de mediciones, Replogle (com. pers.) planteó como una posible solución, la adición de una rápida y colocación de un segundo pozo de mediciones en el aforador. Dado que, previamente se han hecho algunos análisis numéricos con estructuras pequeñas de 25 y 50 l·s⁻¹ para identificar la pendiente y el sitio idóneo para la toma de muestras; en este trabajo se presenta el análisis de 3 aforadores con capacidades medición de caudales de 250, 500 y 1000 l·s⁻¹; donde para probar su uso, se han realizado simulaciones numéricas del comportamiento del flujo utilizando el programa Iber® 2.5.2, e incluyendo hidrogramas que asemejan al proceso de tormentas de corta duración

Material y metodología

Utilizando el programa WinFlume® v.2.0 (Bautista *et al.*, 2020) se diseñaron 3 aforadores de garganta larga, con geometría rectangular, proponiendo un material de construcción con rugosidad absoluta k_s de 0.00015 m (concreto bien acabado), para rangos de operación con caudales de 25-250 l·s⁻¹, 35-500 l·s⁻¹ y 50-1000 l·s⁻¹. Se obtuvo la tabla de aforo de cada estructura, cuyos datos fueron utilizados para graficar las curvas caudal-profundidad de flujo (Q-h), y ajustarlos a una ecuación característica de vertedores (Saul, 1997):

$$Q = k \cdot h^n$$

Ecuación (1)

Donde

Q : Caudal (l·s⁻¹)

h : Profundidad del flujo (cm)

k y n : Constantes (adim.)

De esta ecuación se determinó el coeficiente de determinación (R^2) que representa el porcentaje de variabilidad en la variable dependiente, es decir, la varianza con respecto a la media (Chicco *et al.*, 2021).

A cada estructura se le adicionó una rápida con las mismas dimensiones de la garganta, y una pendiente del 10%; además, se propusieron modificaciones en cada estructura para representar las alteraciones que sufre por la acumulación de sedimentos generando dos escenarios de simulación:

Escenario 1: Geometría original del aforador diseñado

Contempla las dimensiones obtenidas originalmente con el programa de diseño de aforadores, añadiendo solamente una rápida; en la tabla 1, se muestran las dimensiones de cada estructura, indicando solamente la longitud de la sección de convergencia puesto que su anchura y profundidad coinciden en un extremo con el canal de entrada y en el otro con la garganta.

Tabla 1. Dimensiones de las estructuras de aforo diseñadas.

		Aforador A ($Q = 250$ $l \cdot s^{-1}$)	Aforador B ($Q = 500$ $l \cdot s^{-1}$)	Aforador C ($Q = 1000$ $l \cdot s^{-1}$)
Canal de entrada (Sección I)	Longitud (m)	0.60	0.80	1.00
	Ancho de base (m)	0.90	1.20	1.40
	Profundidad (m)	0.60	0.70	1.02
Convergencia (Sección II)	Longitud (m)	0.40	0.40	0.75
Garganta o Sección de control (Sección III)	Elev. sobre canal de entrada (m)	0.10	0.15	0.20
	Longitud (m)	0.60	0.90	1.02
	Ancho de base (m)	0.60	0.90	1.00
Rápida (Sección IV)	Profundidad (m)	0.50	0.55	0.82
	Longitud horizontal (m)	0.60	0.90	1.02
	Pendiente (%)	10.00	10.00	10.00

Escenario 2: Geometría modificada del aforador diseñado suponiendo acumulación de sedimentos

Se modificó la elevación del fondo del canal de entrada y sección de convergencia, igualándolas con la elevación del fondo de la garganta; dando lugar a estructuras que solamente cuentan con contracciones laterales y reduciéndose la profundidad en el canal de entrada.

Como ejemplo, la figura 1 muestra una vista de la geometría original y la modificada de las estructuras usadas en las simulaciones.

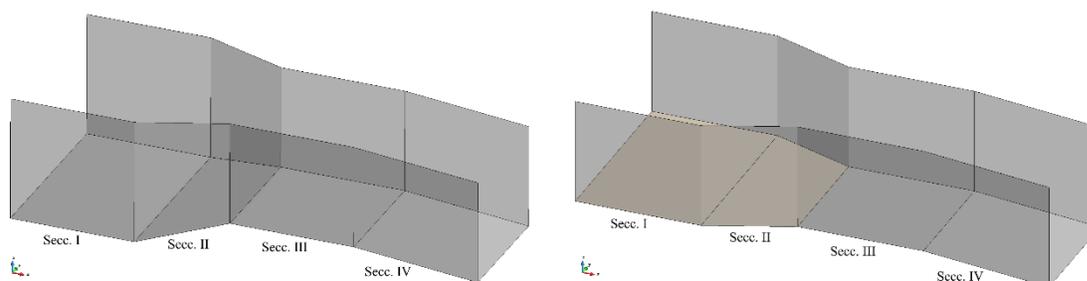


Figura 1. Vista tridimensional de la geometría propuesta para los aforadores (a la izquierda estructura original y derecha estructura modificada).

Determinación de los valores de rugosidad (n) para las estructuras de aforo propuestas

Considerando las características hidráulicas de la entrada de la estructura (área hidráulica, perímetro mojado, diámetro hidráulico), rugosidad relativa y número de Reynolds; se calculó un valor de coeficiente de Manning para cada caudal reportado en la tabla de aforos utilizando la ecuación 2, que se basa en las aportaciones de Haaland (1983):

$$n = R_h^{1/6} \frac{1}{\sqrt{8g}} \left(\frac{1}{-1.8 \log \left(\frac{6.9}{Re} + \left(\frac{k}{14.8R_h} \right)^{1.11} \right)} \right) \quad \text{Ecuación (2)}$$

Donde

- n : Coeficiente de rugosidad de Manning (adim.)
- g : Constante de aceleración de la gravedad ($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)
- R_h : Radio hidráulico (m)
- f : Factor de fricción de Darcy (adim.)
- k : Rugosidad absoluta (m)
- D : Diámetro hidráulico (m) y
- Re : Número de Reynolds (adim.).

Obteniendo un valor promedio para cada aforador, 0.0128 para el aforador A, 0.0129 para el aforador B y 0.0130 para el aforador C.

Simulación numérica del flujo de agua en los aforadores

La simulación del flujo de agua en las estructuras de aforo se llevó a cabo en el entorno del programa Iber® v.2.5.2, el cual resuelve las ecuaciones bidimensionales de St. Venant, incorporando los efectos de la turbulencia y rozamiento superficial por viento (Bladé *et al.*, 2014).

La configuración de los modelos geométricos para cada aforador propuesto y su variante se realizó de acuerdo con las indicaciones de Cea *et al.* (2019), usando un coeficiente de rugosidad de Manning para las paredes según lo especificado: 0.0128 para el aforador A, 0.0129 para aforador B y 0.0130 para el aforador C, excepto en la parte inferior de la sección de entrada y convergencia de los aforadores modificados, en cuyo caso se utilizó un coeficiente de 0.023, de acuerdo a las características del material depositado (Chow, 1988).

La discretización de la superficie se basó en un mallado estructurado que consistió en elementos de 1 cm para el aforador A, de 1.5 cm para el aforador B y de 2 cm para el aforador C; como condición de frontera en la entrada de los aforadores, se utilizó un hidrograma sintético que se construyó utilizando las coordenadas del Hidrograma Unitario Adimensional (HUA) (NRCS, 2007), proponiendo un tiempo pico para el desarrollo de cada tormenta y un caudal pico superior al de diseño de los aforadores, tal como se indica en la tabla 2.

Tabla 2. Datos de construcción de los hidrogramas utilizados en las simulaciones de funcionamiento hidráulico de los aforadores.

		Caudal pico (Q_p)	Tiempo pico (T_p)	Duración de la tormenta
HUA 250	Q-	252 l·s ⁻¹	30 min	150 min
HUA 500	Q-	510 l·s ⁻¹	50 min	250 min
HUA 1000	Q-	1010 l·s ⁻¹	80 min	400 min

En ambos casos la condición de frontera en la salida se definió como flujo en régimen supercrítico, además se utilizó el modelo de turbulencia $k - \epsilon$. Dado que se utilizaron hidrogramas, la simulación se realizó en régimen no permanente usando un tiempo máximo de simulación igual al calculado para la duración de la tormenta con intervalos de resultados a cada 3 minutos para el aforador A (250 l·s⁻¹), cada 5 minutos para el aforador B (500 l·s⁻¹) y cada 8 minutos para el aforador C (1000 l·s⁻¹).

Mediciones y procesamiento de resultados

Se realizaron 25 mediciones de profundidad (h), distribuidas a lo largo de duración de la tormenta, para un rango de valores de caudal válidos para los diseños. De acuerdo con los requerimientos especificados por el diseño, las lecturas a la entrada de los aforadores se realizaron de acuerdo con lo siguiente:

- Aforador A. Medición localizada 0.40 m aguas arriba del inicio de la convergencia
- Aforador B. Medición localizada 0.60 m aguas arriba del inicio de la convergencia
- Aforador C. Medición localizada 0.80 m aguas arriba del inicio de la convergencia

El sitio de mediciones de profundidad (h) en las rápidas se localizó a la mitad de éstas, en los tres aforadores, y para cada aforador se midieron 7 puntos distribuidos transversalmente a la longitud de la rápida, a los cuales se tomó el promedio para considerarlo como la profundidad (h) para medición en la toma.

Se midieron valores de profundidad (h) obtenidos con Iber® a la entrada de los aforadores para un caudal conocido y se calculó el caudal correspondiente de acuerdo con las ecuaciones obtenidas con WinFlume®; luego se analizaron las diferencias usando 2 indicadores estadísticos: Error Porcentual Absoluto Medio (MAPE) y la Raíz del Error Cuadrático Medio (RMSE), expresados matemáticamente en las ecuaciones 3 y 4 (Sharu & Razak, 2020).

$$MAPE = \frac{100}{N} \sum_{i=1}^N \frac{|y_{obs,i} - y_{model,i}|}{y_{obs,i}} \quad \text{Ecuación (3)}$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (y_{obs,i} - y_{model,i})^2}{N}} \quad \text{Ecuación (4)}$$

Donde

$y_{obs,i}$: Valor pronosticado con WinFlume

$y_{model,i}$: Valor obtenido de la simulación numérica, y

N : Número de datos analizados.

Finalmente, utilizando los mismos indicadores mostrados en las ecuaciones 3 y 4 se evaluó la variación existente para la profundidad (h) desarrollada en la rápida, comparando los datos obtenidos en la estructura diseñada originalmente con la estructura modificada. Además, se construyeron las curvas Q-h para el sitio de medición en la rápida los cuales se ajustaron a un modelo potencial de la forma de la ecuación (1) con su correspondiente coeficiente de determinación (R^2).

Resultados y discusión

Partiendo de los resultados obtenidos de las tablas de aforo correspondientes a cada estructura diseñada (ver tabla 7 en la sección de anexos), en la figura 2 se muestran las gráficas Q-h propias de los aforadores estudiados, con su correspondiente ecuación de caudal ajustado y coeficiente de determinación (R^2); mientras que en la figura 3 se muestran los hidrogramas sintéticos construidos.

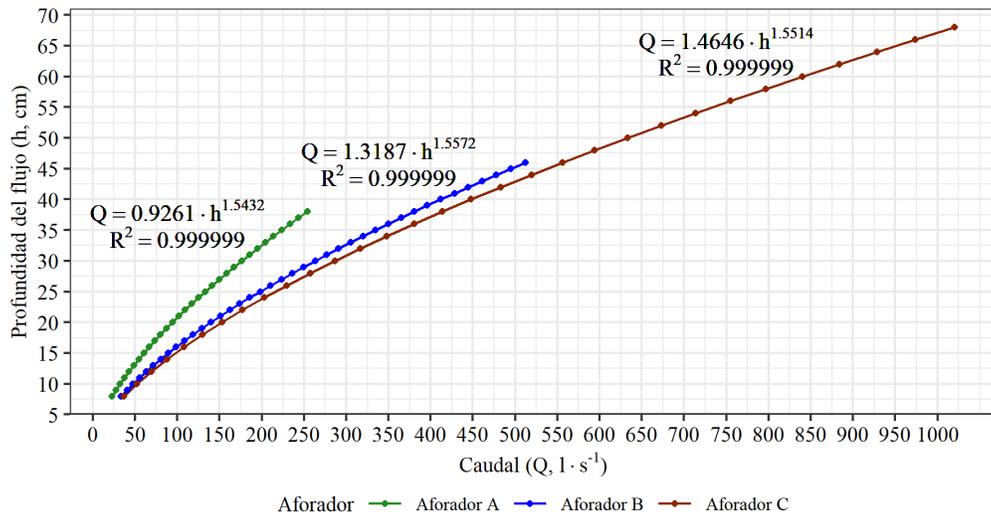


Figura 2. Relación Q-h determinada en la entrada de las estructuras de aforo propuestas, así como su ecuación ajustada.

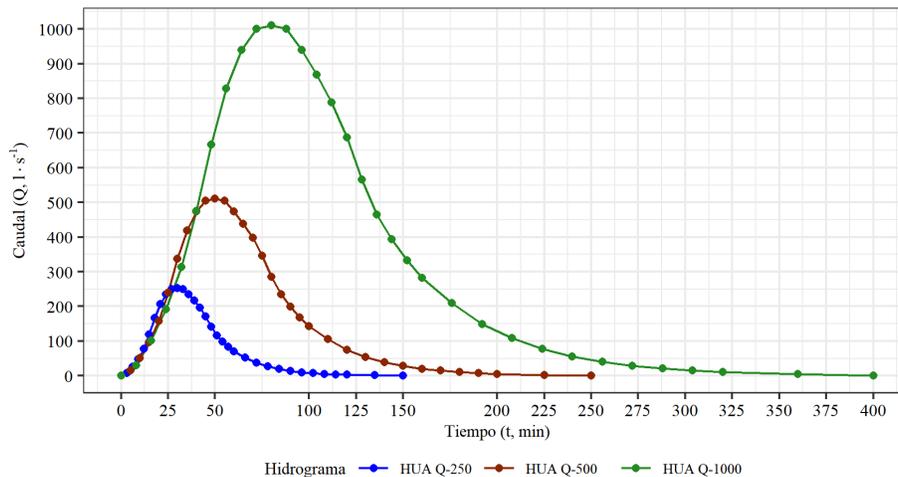


Figura 3. Hidrogramas utilizados en las simulaciones del funcionamiento de la estructura de aforo.

A manera de ejemplo, en la figura 4 se muestra una vista tridimensional de la superficie del agua cuando circula por el aforador A, un caudal de aproximadamente 70 l · s⁻¹, (para un tiempo de una hora en el hidrograma), tanto en el aforador original, como en el modificado.

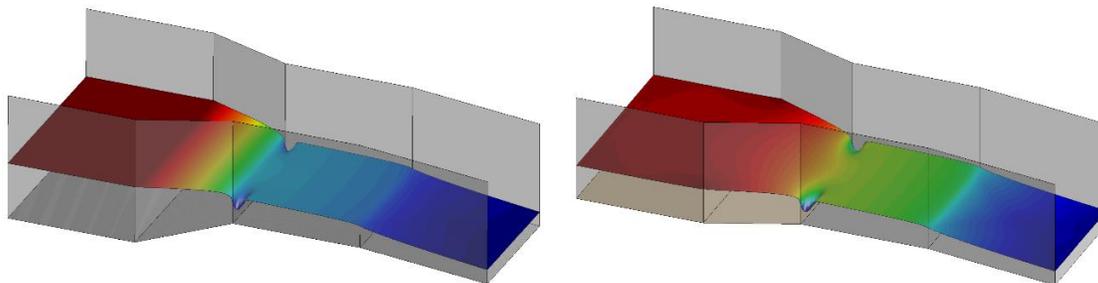


Figura 4. Procesamiento de los resultados de la simulación, vista tridimensional de la superficie del agua en el aforador uno, un caudal aproximado de $70 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$.

Por otra parte, en la tabla 3, se muestran los tiempos (t) y caudales específicos del hidrograma utilizado (Q_h), así como el valor de profundidad de flujo obtenido con las simulaciones realizadas en Iber® (h_i) y el caudal calculado (Q_c), a partir de las ecuaciones ajustadas.

Tabla 3. Caudales propuestos (hidrograma), profundidad (h) obtenida con la simulación en Iber® y caudales calculados con la ecuación obtenida de Winflume.

Aforador 1 ($250 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$)				Aforador 2 ($500 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$)				Aforador 3 ($1000 \text{ l}\cdot\text{s}^{-1}$)			
t (s)	Q_h ($\text{l}\cdot\text{s}^{-1}$)	h_i (cm)	Q_c ($\text{l}\cdot\text{s}^{-1}$)	t (s)	Q_h ($\text{l}\cdot\text{s}^{-1}$)	h_i (cm)	Q_c ($\text{l}\cdot\text{s}^{-1}$)	t (s)	Q_h ($\text{l}\cdot\text{s}^{-1}$)	h_i (cm)	Q_c ($\text{l}\cdot\text{s}^{-1}$)
360	25.20	8.61	25.66	900	51.00	10.5 3	51.58	16.00	101.00	3	101.12
540	47.88	13.0 6	48.85	120 0	96.90	15.9 4	98.31	24.00	191.90	2	192.58
720	78.12	17.9 6	79.88	150 0	158.1 0	21.8 7	160.8 9	32.00	313.10	6	314.68
900	118.4 4	23.5 7	121.4 9	180 0	239.7 0	28.6 3	244.8 1	40.00	474.70	0	477.80
108 0	166.3 2	29.4 4	171.1 6	210 0	336.6 0	35.6 9	344.9 5	48.00	666.60	6	672.10
126 0	206.6 4	33.9 4	213.2 5	240 0	418.2 0	41.1 0	429.7 1	56.00	828.20	2	836.18
144 0	234.3 6	36.8 6	242.2 3	270 0	474.3 0	44.6 1	488.2 3	64.00	939.30	1	949.15



162	249.4	38.4	258.0	300	504.9	46.4	520.1			67.6	1011.0
0	8	1	8	0	0	6	3	72.00	999.90	1	4
180	252.0	38.6	260.7	330	510.0	46.7	525.5		1010.0	68.0	1021.4
0	0	7	6	0	0	7	1	80.00	0	5	4
198	249.4	38.4	258.2	360	504.9	46.4	520.3			67.6	1011.2
0	8	2	2	0	0	7	5	88.00	999.90	1	2
216	234.3	36.8	242.5	390	474.3	44.6	488.6			64.9	
0	6	9	5	0	0	3	5	96.00	939.30	3	949.72
234	216.7	35.0	224.1	420	438.6	42.4	451.3	104.0		61.7	
0	2	5	1	0	0	2	8	0	868.60	2	877.80
252	196.5	32.8	203.0	450	397.8	39.8	408.9	112.0		57.9	
0	6	8	7	0	0	1	5	0	787.80	2	795.48
270	171.3	30.0	176.8	480	346.8	36.4	356.1	120.0		53.0	
0	6	7	5	0	0	3	2	0	686.80	1	693.28
288	141.1	26.4	145.4	510	285.6	32.1	292.7	128.0		46.7	
0	2	9	8	0	0	2	8	0	565.60	6	570.59
306	115.9	23.3	119.3	540	234.6	28.2	240.0	136.0		41.1	
0	2	0	2	0	0	8	9	0	464.60	7	468.36
324	98.28	20.9	101.0	570	198.9	25.4	203.2	144.0		37.0	
0	98.28	2	4	0	0	1	5	0	393.90	0	396.86
342	83.16	18.7	85.42	600	168.3	22.8	171.7	152.0		33.2	
0	83.16	6		0	0	1	8	0	333.30	1	335.66
360	70.56	16.8	72.44	660	142.8	20.5	145.6	160.0		29.8	
0	70.56	6		0	0	1	3	0	282.80	7	284.69
396	52.16	13.8	53.52	720	105.5	16.8	107.5	176.0		24.5	
0	52.16	6		0	7	8	1	0	209.07	8	210.35
432	37.04	11.1	38.03	780	74.97	13.5	76.26	192.0		19.7	
0	37.04	0		0	74.97	4		0	148.47	1	149.35
468	26.96	9.04	27.71	840	54.57	11.0	55.51	208.0		16.0	
0	26.96			0	54.57	4		0	108.07	6	108.71
504	19.40	7.32	19.98	900	39.27	8.94	39.98	224.0		13.0	
0	19.40			0	39.27			0	77.77	0	78.29
540	13.86	5.90	14.33	960	28.05	7.22	28.63	240.0		10.4	
0	13.86			0	28.05			0	55.55	7	56.00

De análisis realizado, se encontró que los valores determinados con la ecuación ajustada por WinFlume® fueron muy cercanos a los caudales utilizados en las simulaciones, con valores muy pequeños para los errores calculados (tabla 4); por

lo que se determinó que los resultados obtenidos con las simulaciones realizadas en Iber® son adecuados

Tabla 4. Estadísticos determinados para los resultados de las simulaciones hidráulicas a la entrada de las estructuras de aforo.

	Indicador estadístico	
	MAPE (%)	RMSE (l·s ⁻¹) ₁
Aforador A (Q = 250 l·s ⁻¹)	1.50	2.50
Aforador B (Q = 500 l·s ⁻¹)	1.16	4.34
Aforador C (Q = 1000 l·s ⁻¹)	0.79	6.54

Por lo tanto, se usaron las mediciones realizadas en la rápida para obtener la ecuación ajustada de la forma $Q = k \cdot h^n$ con su respectivo coeficiente de determinación (R^2), tal como se muestra en la tabla 5, mientras que la gráfica de curvas se muestra en la figura 5.

Tabla 5. Estadísticos determinados para los resultados de las simulaciones hidráulicas muestreado en la rápida de la estructura de aforo.

	Ecuación ajustada	R^2
Aforador A	$Q = 4.7566 \cdot h^{1.3150}$	0.999955
Aforador B	$Q = 7.3571 \cdot h^{1.3165}$	0.999959
Aforador C	$Q = 8.8126 \cdot h^{1.3146}$	0.999957

Q: caudal (l·s⁻¹); h: profundidad del flujo (cm);

Los resultados indican un buen desempeño de la estructura aforadora propuesta, en la sección añadida al diseño original, constituyendo una buena alternativa para la colocación de un pozo para la toma de datos. Además, se encontró una variación mínima para los distintos caudales simulados comparando la estructura modificada con respecto al diseño original, pues como se puede observar en la tabla 6, el valor de los errores calculados es muy cercano a cero.

Tabla 6. Estadísticos determinados para los resultados de las simulaciones hidráulicas en la rápida de la estructura de aforo.

	Indicador estadístico	
	MAPE (%)	RMSE (cm)
Aforador A (Q = 250 l·s ⁻¹)	0.55%	0.088
Aforador B (Q = 500 l·s ⁻¹)	0.14%	0.041
Aforador C (Q = 1000 l·s ⁻¹)	0.02%	0.002

Respecto de las curvas Q-h determinadas con los datos muestreados en la rápida, es notoria la similitud que guarda con las curvas determinadas a la entrada de la estructura; dado que la única diferencia es la reducción de los valores de profundidad de flujo que corresponden a un mismo caudal.

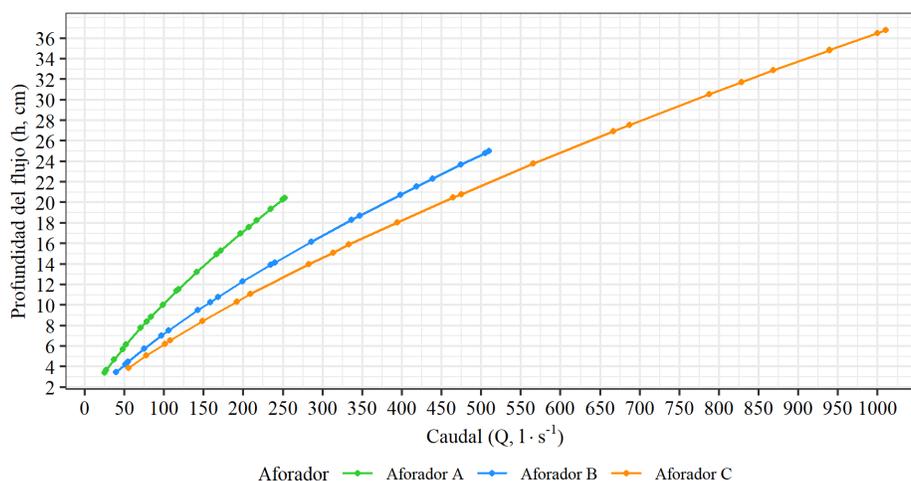


Figura 5. Relación Q-h determinada en la rápida de las estructuras de aforo propuestas sin sedimentos.

Conclusiones

De acuerdo con los análisis realizados para la propuesta de aforador, encontramos que el diseño puede ser viable para su construcción, pues de las simulaciones realizadas se encontró una variación máxima de 1.5% para el aforador de menor capacidad, mientras que el error presentado en el aforador de mayor capacidad apenas se aproxima al 1%. Bajo esta premisa, podemos considerar que existe un excelente desempeño en el ámbito de los aforadores, sobre todo si pensamos en la

posibilidad de toma de lecturas sin que exista la problemática de obstrucciones por sedimentación. Asimismo, en este trabajo se presentó como propuesta que la rápida adicionada a los aforadores sea similar a la sección de control o garganta en cuanto a dimensiones, encontrando para los tres casos un coeficiente de determinación (R^2) prácticamente del mismo valor, lo que se podría tomar como una regla de las propuestas de diseño.

Los resultados indican que la propuesta de estructura constituye una solución confiable ante la necesidad de medir volúmenes de agua, pudiendo incluso diseñar estructuras de mayor capacidad. Por otra parte, dado que siempre se obtendrán resultados más precisos al hacer mediciones aguas arriba de la garganta, la propuesta de diseño y operación consiste en tomar lecturas de manera simultánea y solo complementar los datos con las mediciones realizadas en la rápida.

Anexos (Referencias bibliográficas)

- Bautista, E., Schlegel, J.L, Wahl, T.L., Clemmens, A.J., Replogle, J.A. (2020). WinFlume 2.0. Software for Design and Calibration of Long-Throated Flumes and Broad-Crested Weirs for Open-Channel Water Flow Measurement. Software and User Manual. USDA-Agricultural Research Service (Maricopa, AZ) and USDI-Bureau of Reclamation (Denver, CO). USA.
- Bittelli, M. (2010). Measuring Soil Water Potential for Water Management in Agriculture: A Review. *Sustainability*, 2(), 1226-1251. doi:10.3390/su2051226
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J. y Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*. 30(1), 1–10. doi:10.1016/j.rimni.2012.07.004
- Carrillo, G. M. (1999). Sediment-resistant flume for hydrologic measurements. [Tesis doctoral, Universidad de Arizona]. Repositorio institucional – Universidad de Arizona.
- Castro-Orgaz, O., Mateos, L. (2014). Water Discharge Measurement in Agricultural Catchments Using Critical Depth Flumes Affected by Sediment Deposition. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140(3), 04013018. doi:10.1061/(asce)ir.1943-4774.0000672
- Cea, G. L., Bladé, I. C. E., Sanz, R. M., Bermúdez P. M., Mateos, A. A. (2019). Iber applications basic guide. A Coruña. Universidade da Coruña, Servizo de Publicacións. ISBN: 978-84-9749-717-6. 105 pp. doi:10.17979/spudc.9788497497176

- Chicco D, Warrens M, J., Jurman G. (2021). The coefficient of determination R-squared is more informative than SMAPE, MAE, MAPE, MSE and RMSE in regression analysis evaluation. PeerJ Computer Science 7:e623 <https://doi.org/10.7717/peerj-cs.623>
- Chow, Ven Te. (1988). Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company, New York USA, 680 pp.
- Clemmens A. J., Wahl T. L., Bos M. G., Reploge J. A. (2001). Water measurement with Flumes and Weirs. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI). Publication 58. Wageningen, The Netherlands. 382p.
- Göğüş, M., Altinbilek, D. (1994). Flow-Measurement Structures of Compound Cross Section for Rivers. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 120(1), 110–127. doi:10.1061/(asce)0733-9437(1994)120:1(110)
- Gowing, J.W., Tuong, T.P., Hoanh, C.T., 2006. Land and water management in coastal zones: dealing with agriculture-aquaculture-fishery conflicts. In: Environmental Livelihoods in Hoanh, C. T., Tuong, T. P., Gowing, J. W., Hardy, B., (Eds.). *Tropical Coastal Zones: Managing Agriculture-Fishery-Aquaculture Conflicts*, CABI Publishing, London. 1-16.
- Haaland, S. E. (1983). Simple and Explicit Formulas for the Friction Factor in Turbulent Pipe Flow. Journal of Fluids Engineering, 105(1), 89. doi:10.1115/1.3240948
- Natural Resources Conservation Service (NRCS). 2007. Hydrographs. En U.S. Department of Agriculture (USDA) (Ed.). 2007. National Engineering Handbook. 50 pp.
- Sánchez, V. A. S., García, N. R. M., Palma, T. A. (2003). La cuenca hidrográfica: unidad básica de planeación y manejo de recursos naturales. Ed. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. México, D.F. 47 p.
- Saul, A. J. 1997. Combined Sewer Overflows. In Sewers: Rehabilitation and New Construction Repair and Renovation. Read G. F. and Vickridge I. G. (eds.). 1st ed. Butterworth-Heinemann. Oxford, UK. 283-317 pp.
- Sharu, E. H., Ab Razak, M. S. (2020). Hydraulic Performance and Modelling of Pressurized Drip Irrigation System. Water, 12(8), 2295. doi:10.3390/w12082295
- Smith, R. E., Chery, D. L., Renard, K. G., Gwinn, W. R. (1981). Supercritical flow flumes for measuring sediment-laden flow. Technical Bulletin number 1655. Agricultural Research Service. United States Department of Agriculture.

Tabla 7. Tabla de aforo y variables hidráulicas de importancia, determinadas con WinFlume a la entrada de los aforadores diseñados.

Aforador de 250 l·s ⁻¹				Aforador de 500 l·s ⁻¹				Aforador de 1000 l·s ⁻¹			
h	Q	Fr	v	h	Q	Fr	v	h	Q	Fr	v
(c m)	(l·s ⁻¹)	(Fr)	(m·s ⁻¹)	(h, cm)	(Q, l·s ⁻¹)	(Fr)	(m·s ⁻¹)	(c m)	(l·s ⁻¹)	(Fr)	(m·s ⁻¹)
8	22.953 0	0.10 70	0.14 20	8	33.699 0	0.08 10	0.12 20	8	36.917 0	0.05 70	0.09 40
9	27.513 0	0.11 80	0.16 10	9	40.458 0	0.09 20	0.14 00	10	52.188 0	0.07 20	0.12 40
10	32.359 0	0.12 80	0.18 00	10	47.646 0	0.10 10	0.15 90	12	69.230 0	0.08 70	0.15 50
11	37.478 0	0.13 80	0.19 80	11	55.244 0	0.11 10	0.17 70	14	87.906 0	0.10 10	0.18 50
12	42.859 0	0.14 70	0.21 60	12	63.239 0	0.12 00	0.19 50	16	108.11 50	0.11 40	0.21 50
13	48.490 0	0.15 60	0.23 40	13	71.614 0	0.12 90	0.21 30	18	129.76 80	0.12 60	0.24 40
14	54.366 0	0.16 40	0.25 20	14	80.358 0	0.13 70	0.23 10	20	152.79 30	0.13 80	0.27 30
15	60.475 0	0.17 20	0.26 90	15	89.458 0	0.14 50	0.24 80	22	177.12 80	0.14 80	0.30 10
16	66.810 0	0.17 90	0.28 60	16	98.903 0	0.15 20	0.26 60	24	202.72 40	0.15 80	0.32 90
17	73.365 0	0.18 60	0.30 20	17	108.68 50	0.16 00	0.28 30	26	229.52 50	0.16 80	0.35 60
18	80.133 0	0.19 20	0.31 80	18	118.79 80	0.16 70	0.30 00	28	257.49 10	0.17 70	0.38 30
19	87.110 0	0.19 80	0.33 40	19	129.22 80	0.17 30	0.31 70	30	286.58 60	0.18 50	0.40 90
20	94.289 0	0.20 40	0.34 90	20	139.97 10	0.18 00	0.33 30	32	316.77 30	0.19 30	0.43 50
21	101.66 60	0.20 90	0.36 40	21	151.01 80	0.18 60	0.35 00	34	348.01 80	0.20 00	0.46 00
22	109.23 70	0.21 40	0.37 90	22	162.36 50	0.19 20	0.36 60	36	380.29 80	0.20 70	0.48 50
23	116.99 50	0.21 90	0.39 40	23	174.00 20	0.19 80	0.38 20	38	413.58 20	0.21 40	0.50 90



24	124.93 60	0.22 40	0.40 80	24	185.92 90	0.20 30	0.39 70	40	447.83 50	0.22 00	0.53 30
25	133.06 00	0.22 80	0.42 20	25	198.13 60	0.20 80	0.41 30	42	483.05 30	0.22 60	0.55 70
26	141.36 20	0.23 20	0.43 60	26	210.62 00	0.21 30	0.42 80	44	519.20 50	0.23 10	0.57 90
27	149.83 70	0.23 60	0.45 00	27	223.37 60	0.21 80	0.44 30	46	556.27 00	0.23 70	0.60 20
28	158.48 30	0.24 00	0.46 30	28	236.39 80	0.22 30	0.45 80	48	594.22 90	0.24 20	0.62 40
29	167.29 60	0.24 40	0.47 70	29	249.68 20	0.22 80	0.47 30	50	633.10 60	0.24 70	0.64 60
30	176.28 80	0.24 70	0.49 00	30	263.22 40	0.23 20	0.48 70	52	672.85 40	0.25 10	0.66 80
31	185.44 1	0.25 1	0.50 3	31	277.02	0.23 6	0.50 2	54	713.43 8	0.25 60	0.68 90
32	194.77	0.25 4	0.51 5	32	291.05 9	0.24	0.51 6	56	754.85 8	0.26 00	0.70 90
33	204.24	0.25 7	0.52 8	33	305.35 2	0.24 4	0.53	58	797.09 2	0.26 40	0.73 00
34	213.86 6	0.26	0.54	34	319.88 7	0.24 8	0.54 4	60	840.12 5	0.26 80	0.75 00
35	223.64 3	0.26 3	0.55 2	35	334.66 1	0.25 2	0.55 8	62	883.94 5	0.27 20	0.77 00
36	233.57 1	0.26 6	0.56 4	36	349.66 8	0.25 5	0.57 1	64	928.53 8	0.27 50	0.79 00
37	243.64 7	0.26 8	0.57 6	37	364.91 2	0.25 9	0.58 5	66	973.89 3	0.27 90	0.80 90
38	253.86 9	0.27 1	0.58 8	38	380.38 5	0.26 2	0.59 8	68	1019.9 97	0.28 20	0.82 80
				39	396.08 4	0.26 6	0.61 1				
				40	412.00 8	0.26 9	0.62 4				
				41	428.15 3	0.27 2	0.63 7				
				42	444.51 7	0.27 5	0.65				



65° CONGRESO INTERNACIONAL

Agua, Saneamiento, Ambiente y Energías Renovables



Bogotá - Colombia

Centro de Convenciones Ágora

Julio 13, 14 y 15 de 2022

				43	461.09 6	0.27 8	0.66 2				
				44	477.91 2	0.28 1	0.67 5				
				45	494.94	0.28 3	0.68 7				
				46	512.17 8	0.28 6	0.7				

h: Profundidad de flujo, Q: Caudal, Fr: Número de Froude, v: Velocidad

6 CONCLUSIONES GENERALES

Se analizó una alternativa de estructura de aforo para régimen de flujo con sedimentos, determinando el tipo de aforador, geometría y sitio más adecuado para realizar mediciones en régimen supercrítico a través de simulaciones hidráulicas. También se realizaron pruebas para determinar el grado de error que conllevan las mediciones realizadas, además de otros análisis con dimensiones para flujos de hasta 1000 l s^{-1} .

El análisis que se realizó mediante simulaciones mostró que los valores fueron muy cercanos a los obtenidos con WinFlume en cuanto a un margen de error en sus lecturas, del 2%; con base en el apoyo material de la Coordinación general y del programa Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua de la Universidad Autónoma Chapingo, la investigación se construyó en el laboratorio de hidráulica del Departamento de Irrigación el aforador donde se están probando para diferentes valores de gasto, el funcionamiento y la comprobación de los resultados de las simulaciones. Lo cual, se presentará en una publicación de artículo en el futuro cercano.

7 LITERATURA CITADA GENERAL

- Bermel, K. J. (1950). Hydraulic influence of modifications to the San Dimas critical-depth measuring flume. *Transactions, American Geophysical Union*, 31(5), 763. doi:10.1029/tr031i005p00763
- Bos, M.G. 1975. Discharge measurement structures. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI) Pub. No. 20, Wageningen, The Netherlands.
- Bos, M. G., Clemmens, A. J., & Replogle, J. A. (1986). Design of long-throated structures for flow measurement. *Irrigation and Drainage Systems*, 1(1), 75–91. doi:10.1007/bf01422979
- Bos M.G. (Ed.) 1989. Discharge Measurement Structures. International Institute for Land Reclamation and Improvement, Publication 20, 1st edition, 1976, Wageningen, pp. 464; 2nd edition, 1978; 3rd rev. edition, 1989, pp. 399.
- Brock, R. R. & Krammes J. S. (1964). A study of trapezoidal flume models at San Dimas. Research Note PSW-RN-050. Berkeley, CA. U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Pacific Southwest Forest, and Range Experiment Station. 12 p. Consulta electrónica realizada el 12 de mayo de 2021, disponible en su página de internet https://www.fs.fed.us/psw/publications/documents/psw_rn050/psw_rn050.pdf
- Carrillo, G. M. (1999). Sediment-resistant flume for hydrologic measurements. [Tesis doctoral, Universidad de Arizona]. Repositorio institucional – Universidad de Arizona.
- Castro-Orgaz, O., & Mateos, L. (2014). Water Discharge Measurement in Agricultural Catchments Using Critical Depth Flumes Affected by Sediment Deposition. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140(3), 04013018. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)ir.1943-4774.0000672](https://doi.org/10.1061/(asce)ir.1943-4774.0000672)
- Chow, Ven Te. (1959). *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, New York.
- Clemmens, A. J., Bos, M. G., & Replogle, J. A. (1984a). Portable RBC Flumes for Furrows and Earthen Channels. *Transactions of the ASAE*, 27(4), 1016–1021. doi:10.13031/2013.32915
- Clemmens, A. J., Bos, M. G., & Replogle, J. A. (1984b). RBC broad-crested weirs for circular sewers and pipes. *Journal of Hydrology*, 68(1-4), 349–368. doi:10.1016/0022-1694(84)90220-8
- Clemmens, A. J., Bos, M. G., & Replogle, J. A. (1987a). Contraction Ratios for Weir and Flume Designs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 113(3), 420–424. doi:10.1061/(asce)0733-9437(1987)113:3(420)
- Clemmens, A.J., J.A. Replogle, and M.G. Bos. (1987b). FLUME: A Computer Model for Estimating Flow Through Long-Throated Measuring Flumes. U.S. Department of Agriculture, Agricultural Research Service, ARS-57, 68 p.

- Clemmens, A. J., & Bos, M. G. (1992). Critical Depth Relations for Flow Measurement Design. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 118(4), 640–644. doi:10.1061/(asce)0733-9437(1992)118:4(640)
- Clemmens A. J., Bos M. G. & Reploge J. A. (1993). FLUME Design and Calibration of Long-Throated Measuring Flumes version 3.0. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI). Publication 54. Wageningen, The Netherlands. 123p.
- Clemmens A. J., Wahl T. L., Bos M. G., Reploge J. A. (2001). Water measurement with Flumes and Weirs. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI). Publication 58. Wageningen, The Netherlands. 382p.
- Comisión Nacional del Agua. (2019). Atlas de Agua en México 2018. Ed. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Ciudad de México.
- Diario Oficial de la Federación. (2021). NORMA Oficial Mexicana NOM-011-CONAGUA-2015, Conservación del recurso agua-Que establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales. DOF: 27/03/2015. Consulta electrónica realizada el 12 de mayo de 2021, disponible en su página de internet en: http://www.dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5387027&fecha=27/03/2015
- Göğüş, Mustafa; Altinbilek, Doğan (1994). Flow-Measurement Structures of Compound Cross Section for Rivers. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 120(1), 110–127. doi:10.1061/(asce)0733-9437(1994)120:1(110)
- Gupta, H. V., Wagener, T., & Liu, Y. (2008). Reconciling theory with observations: elements of a diagnostic approach to model evaluation. *Hydrological Processes*, 22(18), 3802–3813. doi:10.1002/hyp.6989
- Gwinn, W. R. (1964). Walnut Gulch supercritical measuring flume. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers* 10(3),197-199. Consulta electrónica el 17 de mayo de 2021, disponible en: <https://www.tucson.ars.ag.gov/unit/publications/PDFfiles/80.pdf>
- Hrachowitz, M., Savenije, H.H.G., Blöschl, G., McDonnell, J.J., Sivapalan, M., Pomeroy, J.W., Arheimer, B., Blume, T., Clark, M.P., Ehret, U., Fenicia, F., Freer, J.E., Gelfan, A., Gupta, H.V., Hughes, D.A., Hut, R.W., Montanari, A., Pande, S., Tetzlaff, D., Troch, P.A., Uhlenbrook, S., Wagener, T., Winsemius, H.C., Woods, R.A., Zehe, E., and Cudennec, C., 2013. A decade of Predictions in Ungauged Basins (PUB) - a review. *Hydrological Sciences Journal*, 58(6), 1198-1255. <https://doi.org/10.1080/02626667.2013.803183>
- Khafagi, A. (1942). Der Venturikanal Theorie und Anwendung (El canal Venturi: teoría y aplicación). Tesis de doctorado. ETH Zurich. Consulta electrónica el 12 de mayo de 2021, disponible en: <https://www.research-collection.ethz.ch/bitstream/handle/20.500.11850/133527/eth-20692-02.pdf?sequence=2&isAllowed=y>

- Nebbia, G. (1936). Venturimetri per canali a sezioni di forma generica. *Acqua e Gas*, 11, 3-30. Consulta electrónica el 12 de mayo de 2021, disponible en: <http://www.diia.unina.it/pdf/pub0006.pdf>
- Nebbia, G. (1938). Venturimetri per canali a sezione di forma generica. Primi risultati sperimentali. *Acqua e Gas*, 5, 1-42. Consulta electrónica el 12 de mayo de 2021, disponible en: <http://www.diia.unina.it/pdf/pub0018.pdf>
- Parshall, R. L., and Rohwer, C. (1921). "The venturi flume". Bull. No. 265, Agricultural Experiment Station, Colorado Agricultural College, Fort Collins, Colo. Consulta electrónica el 11 de mayo de 2021, disponible en: https://mountainscholar.org/bitstream/handle/10217/4679/COAB_18549922.pdf?sequence=1
- Parshall, R. L. (1926). The improved Venturi flume. *Transactions*, 89 (1), 841-851. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0003626>
- Parshall, R. L. (1932). "Parshall flumes of large size". Bull. No. 386, Agricultural Experiment Station, Colorado Agricultural College, Fort Collins, Colo. Consulta electrónica el 11 de mayo de 2021, disponible en: https://mountainscholar.org/bitstream/handle/10217/5071/COAB_21794382.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Replogle, J. A. (1970). Flow meters for water resource management. *Journal of the American Water Resources Association*, 6(3), 345–374. doi:10.1111/j.1752-1688.1970.tb00487.x
- Replogle, J.A. (1975). Critical flow flumes with complex cross section. Proc. Spec. Conf. on Irrigation and Drainage in an Age of Competition for Resources. Am. Soc. Civ. Eng., Logan, Utah, Aug. 13--15, 1975, pp. 366--388.
- Replogle, J. A., & Clemmens, A. J. (1979). Broad-Crested Weirs for Portable Flow Metering. *Transactions of the ASAE*, 22(6), 1324–1329. doi:10.13031/2013.35207
- Smith, R. E., Chery, D. L., Renard, K. G., & Gwinn, W. R. (1981). Supercritical flow flumes for measuring sediment-laden flow. Technical Bulletin number 1655. Agricultural Research Service. United States Department of Agriculture. Consulta electrónica el 17 de mayo de 2021, disponible en: <https://www.nrc.gov/docs/ML0037/ML003746129.pdf>
- Wahl, T. L., and Clemmens, A.J. 1998. Improved software for design of long-throated flumes. In: *Contemporary Challenges for Irrigation and Drainage, Proceedings of the 14th Technical Conference on Irrigation, Drainage and Flood Control*, U.S. Committee on Irrigation and Drainage, Phoenix, Arizona, USA, pp. 289-301
- Wahl, T. L., Clemmens, A.J. Replogle, J.A., and Bos, M.G. 2000. WinFlume: Windows-based software for the design of long-throated measuring flumes. In: *Fourth Decennial National Irrigation Symposium*, American Society of Agricultural Engineers, Phoenix, Arizona, USA. pp. 289-301

- Wilm, H.G., Cotton, J.S. & Storey, H. C. 1938. Measurement of Débris-Laden Stream Flow with Critical-Depth Flumes. Transactions of ASCE 103 (1), 1237 – 1253. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0005027>
- World Meteorological Organization. (2010). Manual on Stream Gauging (Volume I – Fieldwork). WMO-No. 1044, Chairperson, Publications Board, Geneva, Switzerland.