



UNIVERSIDAD DE CIEGO DE ÁVILA
MÁXIMO GÓMEZ BAÉZ
FACULTAD DE CIENCIAS TÉCNICAS
CENTRO DE ESTUDIOS HIDROTÉCNICOS



**TESIS PRESENTADA EN OPCIÓN AL GRADO CIENTÍFICO DE DOCTOR EN
CIENCIAS TÉCNICAS AGROPECUARIAS**

**MODELOS MATEMÁTICOS PARA LA ESTIMACIÓN DE
CAUDALES CON VERTEDEROS DE PARED DELGADA Y
ORIFICIOS UTILIZADOS EN SISTEMAS DE RIEGO**

Autor: Luis Manuel Sandoval Mendoza, MSc.

Ciego de Ávila, julio de 2017.
Año 59 de la Revolución Cubana.



REPÚBLICA DE CUBA
UNIVERSIDAD DE CIEGO DE ÁVILA
MÁXIMO GÓMEZ BÁEZ
FACULTAD DE CIENCIAS TÉCNICAS
CENTRO DE ESTUDIOS HIDROTÉCNICOS

**MODELOS MATEMÁTICOS PARA LA ESTIMACIÓN DE
CAUDALES CON VERTEDEROS DE PARED DELGADA Y
ORIFICIOS UTILIZADOS EN SISTEMAS DE RIEGO**

**TESIS PRESENTADA EN OPCIÓN AL GRADO CIENTÍFICO DE DOCTOR EN
CIENCIAS TÉCNICAS AGROPECUARIAS**

Autor: Luis Manuel Sandoval Mendoza, MSc.

Tutores: Albi Gregório Mujica Cervantes, Dr. C.

Jorge Douglas Bonilla Rocha, Dr. C.

CIEGO DE ÁVILA, 2017

Pensamiento

“ ... Educar, es depositar en cada hombre toda la obra humana que le ha antecedido: es hacer a cada hombre resultado del mundo viviente,..., es preparar al hombre para la vida...”

José Martí.

Agradecimientos

A la Universidad de San Carlos de Guatemala, por todo el apoyo que me brindaron para la realización del programa doctoral en la República de Cuba

A la Universidad Máximo Gómez Báez por abrirme las puertas y permitirme alcanzar este preciado y satisfactorio grado académico.

A mis tutores, Dr. C. Albi Mujica Cervantes, Dr. C. Jorge Bonilla Rocha, y a los profesores del Centro de Estudios Hidrotécnicos y del Departamento de Ingeniería Hidráulica que sin hacer mención me han brindado su amistad incondicional y su valiosa ayuda en la realización de este trabajo

A todos los que de una manera u otra han estado siempre cerca de mí para tenderme su mano....

Dedicatoria

A YAVÉ DIOS todopoderoso, pues Él da la sabiduría y de su boca sale la inteligencia y la ciencia.

A mis padres Luis Enecón y Ana Cristina

*A la facultad de Ingeniería de La Universidad de San Carlos
de Guatemala por confiar y creer en Mi*

Resumen

Se presentan los resultados de la investigación desarrollada en el Laboratorio de Mecánica de Fluidos e Hidráulica de la Universidad de San Carlos de Guatemala, donde se construyeron diferentes dispositivos para el aforo de agua como vertedores triangulares, trapeciales, rectangulares sin contracción, rectangulares con dos contracciones, Sutros y orificios de paredes delgadas. En el caso del vertedor triangular se varió el ángulo de abertura (θ), en el vertedor Cipolletti y en los rectangulares se varió el ancho del vertedor (b) en el vertedor Sutró se varió la constante de curvatura (a) y en los orificios de paredes delgadas se varió el diámetro del orificio (Φ_o). Se dedujeron modelos matemáticos para la estimación del caudal, los cuales fueron validados en condiciones de laboratorio y en el canal de riego de la aldea El Rancho. Se demostró que todos los modelos propuestos tanto para la estimación de los coeficientes de descargas (C_d) como los caudales descargados (Q) fueron satisfactorios y mejoraron la precisión de las ecuaciones propuestas en diferentes manuales de hidrometría. Lo anterior fue corroborado mediante el Coeficiente de Determinación y el Error Porcentual Medio que fueron utilizados como criterio de validación. La aplicación del vertedor Cipolletti como alternativa de control del caudal con fines de riego contribuyó al ahorro de 561,7 kWh y 168,5 dólares (1246,9 Quetzales) en cada riego.

Abstract

The results of the research developed in the Laboratory of Fluid Mechanics and Hydraulics of the University of San Carlos of Guatemala, where different devices for water gauging were constructed as triangular, trapezoidal, rectangular, non-contracting, rectangular with two contractions, Sutros and in the thin wall holes. In the case of the triangular weir the opening angle (θ) was varied, in the Cipolletti weir and the rectangles weir width of the base (b) was varied, in the Sutro weir the curvature constant (a) was varied and in the orifices of thin walls the diameter of the orifice (Φ_o) was varied. Mathematical models were deduced for flow estimation, which were validated under laboratory conditions and in the irrigation channel of El Rancho village. It was demonstrated that all models proposed for both the estimation of the discharge coefficients (C_d) and the discharged flow rates (Q) were satisfactory and improved the accuracy of the equations proposed in different hydrometric manuals. This was corroborated by the Determination Coefficient and the Average Percent Error that were used as validation criterion. The application of the Cipolletti weir as an alternative for flow control for irrigation purposes contributed to the saving of 561,7 kWh and 168,5 dollars (1246.9 Quetzals) in each irrigation.

ÍNDICE	
INTRODUCCIÓN	1
1 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	8
1.1 Medición del agua en los sistemas de regadío	8
1.2 Métodos para el aforo de agua en conducciones abiertas	13
1.3 Vertedores y orificios	18
1.3.1 Vertedor triangular	21
1.3.2 Vertedor trapezoidal	23
1.3.3 Ecuación para determinar el caudal en vertederos trapezoidales	23
1.3.4 Vertedor rectangular sin contracciones	27
1.3.5 Vertedor rectangular con dos contracciones	29
1.3.6 Vertedor Sutro o proporcional	30
1.3.7 Orificios	32
1.4 Estructuras hidrométricas para la medición del agua en canales	36
1.5 Conclusiones parciales	37
2 MATERIALES Y MÉTODOS	39
2.1 Localización de la investigación y características fundamentales	39
2.2 Evaluaciones en el vertedor triangular	42
2.3 Evaluaciones en el vertedor Cipolletti	44
2.4 Evaluaciones realizadas en el vertedor rectangular sin contracciones	47
2.5 Evaluaciones en el vertedor rectangular con dos contracciones	49
2.6 Evaluaciones en el vertedor Sutro	51
2.7 Evaluaciones en los orificios	55
2.8 Validación de los modelos propuestos	60
2.9 Impacto de la investigación en la esfera productiva	60
3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN	64
3.1 Ensayos en el vertedor triangular	64
3.1.1 Coeficiente de descarga C_d para el vertedor triangular	64
3.1.2 Modelos de estimación de caudales en el vertedor triangular	65
3.1.3 Modelo generado con el programa SPSS en el vertedor triangular	68
3.2 Ensayos en el vertedor Cipolletti	68

3.2.1	Parámetros K y n para el modelo exponencial	68
3.2.2	Coeficiente de descarga C_d para el vertedor Cipolletti	69
3.2.3	Modelos de estimación de caudales en el vertedor Cipolletti	70
	La sustitución de la ecuación (3.4) en la ecuación (2.11) resulta:	71
3.2.4	Modelo generado con el programa SPSS en el vertedor Cipolletti	71
3.3	Ensayos en el vertedor rectangular sin contracciones	72
3.3.1	Coeficiente de descarga C_d para el vertedor rectangular sin contracciones	72
3.3.2	Modelos de estimación de caudales en el vertedor rectangular sin contracciones	73
3.3.3	Modelo generado con el programa SPSS en el vertedor rectangular sin contracciones	73
3.4	Ensayos en el vertedor rectangular con dos contracciones	74
3.4.1	Coeficiente de descarga C_d para el vertedor rectangular con dos contracciones	74
3.4.2	Modelos de estimación de caudales en el vertedor rectangular con dos contracciones	75
3.4.3	Modelo generado con el programa SPSS en el vertedor rectangular con dos contracciones	76
3.5	Ensayos en el vertedor Sutro	77
3.5.1	Modelos para la estimación de caudales en el vertedor Sutro	77
3.5.2	Parámetros μ y m respecto a la constante de curvatura	78
3.6	Ensayos en el orificio	82
3.6.1	Coeficiente de descarga C_d para el orificio	82
3.6.2	Modelos de estimación de caudales en el orificio	84
3.6.3	Modelo generado por programa SPSS en orificios de pared delgada	85
3.7	Análisis de la validación de los modelos matemáticos	85
3.8	Impacto de la investigación en la esfera productiva	91
3.9	Conclusiones parciales	98
	Conclusiones y Recomendaciones	101
	BIBLIOGRAFÍA	104

ÍNDICE DE TABLAS

1.1 Valores de μ para vertederos proporcionales.	32
2.1 Propiedades hidrofísicas del suelo.	62
3.1 Modelos para estimar el caudal en el vertedor triangular.	66
3.2 Modelos encontrados para la estimación del caudal.	71
3.3 Modelos obtenidos en el vertedor rectangular sin contracciones.	73
3.4 Modelos obtenidos en el vertedor rectangular con dos contracciones.	76
3.5 Modelos lineales y coeficientes μ y K.	77
3.6 Factores de corrección para los coeficientes de descargas	83
3.7 Modelos obtenidos en el orificio para diferentes valores de diámetro	84
3.8 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en vertedores triangulares para abertura θ de 90° .	86
3.9 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en vertedores trapeziales (Cipolletti) para ancho de base b de 60 cm.	87
3.10 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en vertedores rectangulares sin contracciones para ancho de base b de 60 cm.	87
3.11 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en vertedores rectangulares con dos contracciones para ancho de base b de 50 cm.	88
3.12 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en vertedores Sutro para constante de curvatura a de 10.	88
3.13 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en orificios para el diámetro Φ de 11,78 cm.	89
3.14 Parámetros fundamentales del requerimiento hídrico de los cultivos.	91
3.15 Relación entre precipitación efectiva y demanda de agua del cultivo.	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Esquema de la hidrometría de explotación de un sistema de riego	10
Figura 1.2 Recorrido del agua en un sistema de irrigación.	12
Figura 1.3 Riego superficial con canal y compuertas de regulación.	13
Figura 1.4 Medición de la sección transversal de un canal.	17
Figura 1.5 Partes fundamentales de un vertedor.	20
Figura 1.6 Descarga a través de un vertedero.	21
Figura 1.7 Vertedero de sección triangular.	22
Figura 1.8 Perfil de velocidades.	24
Figura 1.9 Vertedero rectangular.	27
Figura 1.10 Vertedero rectangular con contracción.	29
Figura 1.11 Tipos de vertedores Sutro.	31
Figura 1.12 Orificio con borde biselado.	33
Figura 1.13 Medición del caudal en una compuerta.	36
Figura 2.1 Canal de pendiente variable y canal de pendiente fija.	40
Figura 2.2 Sistema recirculación con la bomba centrífuga.	40
Figura 2.3 Tanque de aforo y tanque de estabilización.	40
Figura 2.4 Medición de las lecturas H a una distancia d del dispositivo.	42
Figura 2.5 Diseño de vertedores triangulares.	42
Figura 2.6 Pruebas en los vertedores triangulares.	43
Figura 2.7 Canal para ensayo de vertedores.	44
Figura 2.8 Pruebas en los vertedores Cipolletti.	45
Figura 2.9 Canal de ensayo de vertedores rectangulares sin contracciones.	47
Figura 2.10 Evaluaciones en vertedores rectangulares sin contracciones.	48
Figura 2.11 Dimensión interna del canal rectangular con dos contracciones.	49
Figura 2.12 Evaluaciones en vertedores rectangulares con dos contracciones.	50
Figura 2.13 Esquema del vertedor Sutro dimensionado.	51
Figura 2.14 Evaluaciones en vertedores Sutros.	52
Figura 2.15 Esquema del orificio.	55
Figura 2.16 Evaluaciones en los orificios.	55

Figura 2.17 Medición del diámetro contraído con el Pie de Rey.	57
Figura 2.18 Medición de la velocidad experimental con el Tubo de Prandtl.	58
Figura 3.1 Relación entre el ángulo de abertura y el coeficiente de descarga.	65
Figura 3.2 Coeficiente de descarga C_d en el vertedor triangular de 10	67
Figura 3.3 Caudal teórico y real corregido con el C_d . Vertedor triangular de 10°	67
Figura 3.4 Relación entre la base del vertedor y los parámetros K y n .	69
Figura 3.5 Relación entre la base y el coeficiente de descarga.	70
Figura 3.6 Relación entre el ancho de la base y el coeficiente de descarga.	72
Figura 3.7 Relación entre el ancho de la base y el coeficiente de descarga.	75
Figura 3.8 Relación entre el coeficiente μ y la constante de curvatura.	78
Figura 3.9 Relación entre el coeficiente m y la constante de curvatura.	79
Figura 3.10 Relación entre el nuevo valor de μ y la constante de curvatura.	80
Figura 3.11. Relación entre el nuevo valor de v_m y la constante de curvatura.	82
Figura 3.12 Rio Motagua empleado como fuente de agua para el riego.	93
Figura 3.13 Compuerta y canal rectangular para la derivación del agua.	94
Figura 3.14 Canal de sección trapecial y compuerta lateral.	95
Figura 3.15 Proceso de instalación y prueba del vertedor en el canal de riego.	95
Figura 3.16 Detalle de la placa principal con el vertedero Cipolletti instalado y funcionando en el canal de riego	96
Figura 3.17 Dimensiones de la sección principal del canal y de la placa principal de vertedor instalado en el canal de riego (m).	96
Figura 3.18 Caudales reales aforados con el vertedor Cipolletti.	97
Figura 3.19 Derivación del agua en el canal de riego mediante bombeo.	98

INTRODUCCIÓN

La gestión ambiental es un proceso orientado a identificar, resolver y mitigar problemas de carácter ambiental. Es además una de las principales herramientas de este proceso que permite la determinación de indicadores de consumo de agua y energía para el manejo eficaz del agua; por lo que se requiere conocer el consumo de este recurso (Ríos *et al.*, 2010) y utilizar toda el agua disponible con menores costos y sin desperdicio a partir de sistemas de medición adecuados (Cadavid, 2009), lo que contribuye al aprovechamiento de los recursos hídricos y favorece el crecimiento de la economía (WORLD BANK, 2012).

Los recursos hídricos de las cuencas hidrográficas son utilizados principalmente por la agricultura; sin embargo, son frecuentes los conflictos por la utilización de este recurso entre diferentes actividades donde frecuentemente la producción agrícola es la más perjudicada (Vildósola, 2005; Moraga, 2010).

La agricultura es una actividad económica de alto consumo de recursos hídricos que requiere acciones estratégicas para aumentar la eficiencia en el uso del agua basadas en la tecnificación y modernización del riego superficial (Olivera *et al.*, 2014) que contribuya a la reducción de las pérdidas de agua que se produce por conducción, filtración y percolación.

La única forma para la gestión de la demanda de agua en la agricultura es mediante el aumento de la productividad en el uso de la misma a través de diferentes procedimientos como el aumento de la productividad de los cultivos con respecto al agua, la reducción de la evaporación del suelo mediante el follaje de las plantas que cubra el suelo rápidamente, el aumento de la resistencia a la sequía y el mejoramiento de la eficiencia técnica del uso del agua (FAO, 2013a).

El uso eficiente del agua puede mejorarse mediante la adopción del riego tecnificado dentro de la parcela y el revestimiento de los canales, donde se observan pérdidas de 42 a 45% del agua conducida (CIREN, 2007; Guzmán, 2008). También es recomendable la utilización del entubamiento de canales (Martínez *et al.*, 2008) que elimina las pérdidas por evapotranspiración e infiltración, al mismo tiempo que se permite un control volumétrico de entrega a los usuarios (Valenzuela, 2008).

El diseño eficiente de riego superficial permite suministrar el caudal óptimo (Chávez *et al.*, 2015; Fuentes *et al.*, 2015); pero su magnitud debe ser conocida para que el agricultor pueda implementar la medición (Bello y Pino, 2000; Durán y García, 2007), no solo para el control del agua; sino también, para el mejoramiento de su distribución (IDAE, 2005).

La medición del caudal para los sistemas de riego, el uso poblacional y la generación de energía es de vital importancia para la entrega eficiente del agua; lo que permite, determinar las cantidades de agua suministrada, descubrir anomalías, estimar y averiguar el origen de las pérdidas que se produzcan en la conducción y de esta forma controlar el desperdicio (Villón, 2004).

En el caso de Guatemala el acelerado crecimiento del Producto Interno Bruto (PIB) en los últimos años ha sido proporcional al crecimiento de la demanda de consumo de agua de los sectores agropecuario e industrial, los cuales representan el 83 % de los usos consuntivos en el país (Segeplan, 2006); sin embargo, la utilización de estos volúmenes de agua no se controla eficientemente lo que repercute en desperdicio e inadecuado aprovechamiento (MAGA, 2005).

En Guatemala no existen evidencias de estudios previos que relacionen el volumen de agua entregado con la demanda de los diferentes usuarios, que tenga en cuenta las condiciones actuales de los sistemas de conducción y distribución de agua, y sobre todo en los dispositivos encargados para la regulación y control del caudal;

por lo que es necesario, que en el país se mejore estructuralmente las condiciones actuales de suministro de agua a los diferentes consumidores debido a los impactos que tendrá en el crecimiento económico del país en los próximos años.

El manejo adecuado de las tecnologías de riego y de los métodos de medición y distribución del agua es de gran importancia debido a que cada día la población crece de forma exponencial y el incremento de la producción agrícola demanda un mayor consumo de energía y un uso adecuado del recurso hídrico (Núñez, 1999).

Debe tenerse en cuenta que gran parte de los problemas de la administración del agua radica en la deficiencia de controles del caudal en los sistemas de riego (Condori, 2005). En este sentido es importante que el agricultor conozca las diferentes formas para medir la presión y el caudal (Bello y Pino, 2000).

Lo expresado anteriormente permite la toma de medidas acertadas para la reducción de la vulnerabilidad ante el riesgo (González y Ramírez, 2014) y el desarrollo de proyectos de construcción de obras de control como los vertedores (Santos *et al.*, 2008). El agricultor que no maneje bien la tecnología enfrenta varios problemas para lograr eficiencia en el uso del agua para riego (FAO, 2013).

La medición del caudal en ríos y canales abiertos puede realizarse de forma satisfactoria con la utilización de vertedores y orificios a partir del conocimiento de la relación entre el nivel del agua antes del vertedor y en la descarga del mismo (Gordillo, 1998). Estos dispositivos causan una elevación del nivel aguas arriba de la misma (Sotelo, 2002); sin embargo, la complejidad de los fenómenos hidráulicos en estas estructuras justifica el uso de laboratorios de investigación (Rodríguez, 2009; Rodríguez *et al.*, 2015) y la modelación matemática para reproducir los cambios de patrones de flujo que ocurren en estos dispositivos (Bacolla *et al.*, 2004).

A pesar que el ser humano desde tiempos ancestrales ha utilizado los vertederos y los orificios para medir el caudal de agua con el propósito de satisfacer las

necesidades de agua y utilizar de forma eficiente los recursos hídricos; todavía la mayoría de las ecuaciones empleadas fueron deducidas sin tomar en cuenta los efectos de las contracciones y la fricción que afectan al flujo. En la práctica se ha constatado que dichas ecuaciones presentan cierta diferencia con el caudal real observado, por lo que es necesario corregir dichas ecuaciones y generar modelos matemáticos propios para cada tipo de vertedero y diámetro de orificio.

El diagnóstico previo realizado a partir de los trabajos de investigación desarrollados durante ocho años por estudiantes de la Universidad de San Carlos de Guatemala, la observación directa y el análisis de documentos del Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación (MAGA) permitió identificar que la **situación problemática** que da origen al presente tema de investigación consiste en la carencia de suficiente cantidad de obras hidrométricas para el control del flujo en sistemas hidráulicos para el riego, el abastecimiento, la industria y el tratamiento de aguas contaminadas; por lo que se crea una contradicción entre la necesidad de realizar un uso racional del agua en las actividades productivas mencionadas anteriormente y los resultados insatisfactorios en la medición de caudales mediante el aforo con obras hidrométricas instaladas en canales.

Los aspectos anteriores permitieron enunciar el **problema científico** siguiente: ¿Cómo contribuir a la utilización racional de los recursos hídricos en los sistemas de riego?, siendo el **objeto de la investigación** el proceso de medición de flujos con obras hidráulicas en conducciones abiertas y el **campo de acción** la modelación matemática para la estimación del caudal en vertederos de pared delgada y orificios en sistemas de riego.

Las **posibles causas del problema** son:

- Deficiencias en el diseño y construcción de vertedores y orificios que influyen en que la medición del flujo sea imprecisa.

- Colocación de las obras en lugares con inestabilidad de los taludes, sedimentación, pérdidas de agua por infiltración que afectan el adecuado funcionamiento hidráulico.
- Irregularidades en el proceso de manejo y mantenimiento de las obras hidrométricas, por lo que los caudales medidos no son confiables.
- Diferencias entre los caudales de vertedores y orificios estimados a partir de las ecuaciones teóricas expuestas en manuales de hidráulica e hidrología respecto a los medidos en condiciones de laboratorio.
- Desconocimiento por parte de las personas encargadas de la operación de estos dispositivos sobre el principio de funcionamiento de los mismos.

A partir de la definición del problema científico la **Hipótesis** se formuló de la forma siguiente: si se proponen modelos matemáticos para la estimación de caudales en vertederos de pared delgada y orificios, teniendo en cuenta los parámetros geométricos, constructivos y de operación; entonces se podrá contribuir a la utilización racional de los recursos hídricos en los sistemas de riego. Siendo la variable independiente los modelos matemáticos para la estimación de caudales en vertederos de pared delgada y orificios y la variable dependiente la utilización racional de los recursos hídricos.

El **objetivo general** consiste en proponer modelos matemáticos para la estimación de caudales en vertederos de pared delgada y orificios que contribuyan a la utilización racional de los recursos hídricos en los sistemas de riego.

Los **objetivos específicos** establecidos son:

1. Sistematizar las teorías y metodologías sobre la medición de flujos con obras hidráulicas en conducciones abiertas, con énfasis en vertederos y orificios.
2. Evaluar en el laboratorio de Mecánica de Fluidos e Hidráulica de la Universidad San Carlos de Guatemala, diferentes modelos de vertederos y orificios de las secciones más comunes utilizadas en la ingeniería de riego.

3. Desarrollar modelos matemáticos para la estimación del caudal y validarlo en condiciones de laboratorio y de campo a partir de obras en funcionamiento, que permita la determinación del impacto sobre el ahorro de agua en sistemas hidráulicos.

La **novedad científica** está dada por el desarrollo de nuevos modelos matemáticos que permiten medir con mayor precisión los caudales que circulan por conducciones abiertas, los que contribuyen a la utilización racional de los recursos hídricos en sistemas de riego.

La **contribución a la teoría** consiste en el establecimiento de nuevas relaciones funcionales que permiten estimar con precisión diversos coeficientes y parámetros de funcionamiento de vertedores y orificios:

- Desarrollo de una función polinomial de segundo orden para la determinación de los parámetros K y n respecto al valor de la base del vertedor Cipolletti.
- Desarrollo de una función potencial para la determinación del coeficiente de descarga C_d en función del ancho de la base, que es muy útil en la calibración de la ecuación de los vertedores Cipolletti, rectangular con dos contracciones y rectangular sin contracciones.
- Determinación de un coeficiente de descarga C_d para el vertedor triangular que resultó ser muy precisa para ángulos de apertura mayores de treinta grados.
- Determinación de un coeficiente de descarga C_d para orificios en función del diámetro, que no involucra los coeficientes de contracción y velocidad.
- Desarrollo de una función potencial para la determinación del coeficiente de descarga m respecto a la constante de curvatura a en un vertedor Sutro.
- Propuesta de un nuevo coeficiente μ para la corrección de la ecuación propuesta por Sotelo para el cálculo del gasto en un vertedor Sutro.
- Desarrollo de una función potencial para la determinación del coeficiente de descarga μ respecto a la constante de curvatura a en un vertedor Sutro.

- Desarrollo de una función lineal simple para la determinación de la velocidad media del agua v_m respecto a la constante de curvatura a en un vertedor Sutro.

La **contribución a la práctica** está dada en que los modelos matemáticos propuestos constituyen una herramienta útil para la estimación confiable de los caudales que circulan por conductos abiertos como canales, zanjias y surcos que contribuye a la utilización racional de los recursos hídricos en los sistemas de riego.

Los principales resultados de la investigación fueron utilizados en programas académicos de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad de San Carlos de Guatemala y en programas de postgrado en la Maestría de Ingeniería Sanitaria y la Maestría de Recursos Hidráulicos de la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria (ERIS) de Guatemala. También han sido divulgados en la XII Conferencia Científica Internacional UNICA 2016 y publicados en la Revista Científica Ciencias Técnicas Agropecuaria en el año 2017.

1 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

En este capítulo se ofrecen los principales resultados de la investigación bibliográfica realizada referente a la medición del agua para la agricultura, el abastecimiento a la población y otros fines prácticos. Se explica a partir de diversos criterios el papel de la medición del agua en sistemas de riego y cuencas hidrográficas, se analizan los principales dispositivos utilizados en la medición del agua y se sistematiza el procedimiento matemático para análisis hidráulico de su funcionamiento. Se identifican las tendencias en esta rama del saber y los aspectos que aún requieren ser tratados desde el punto de vista científico y tecnológico.

1.1 Medición del agua en los sistemas de regadío

La gestión ambiental es un proceso orientado a identificar, resolver, mitigar y prevenir problemas de carácter ambiental, con el propósito de lograr una adecuada toma de decisiones, aprovechando los recursos de manera racional y rentable. Una de las principales herramientas de este proceso es la determinación de indicadores de consumo de agua, energía y materias primas. Es así como, para el manejo eficaz del agua se requiere conocer el consumo unitario y el vertimiento que genera dicho uso (Ríos *et al.*, 2010).

El agua es esencial para la vida y su escasez afecta las posibilidades de desarrollo de una región. Sin agua disponible quedan comprometidas las posibilidades de progreso económico como la agricultura y el bienestar; pero el exceso de agua puede causar severos daños a la producción y la vida (WWF, 2005; FAO, 2013b; Lanasa y Upp, 2014).

El objetivo general del monitoreo y seguimiento del agua es reconocer, mediante la captura sistemática y estandarizada de información, el estado (en cantidad y

calidad) del recurso hídrico en los ambientes continental (superficial y subterráneo) y marino, y su afectación por actividades antropogénicas para soportar acciones y estrategias de protección, manejo y aprovechamiento del recurso (IDEAM, 2004).

El conocimiento de la cantidad de agua que pasa por un lugar en un tiempo determinado es requisito indispensable para manejar el recurso hídrico de un curso de agua superficial con distintos propósitos (agua potable, energía, riego, atenuación de crecidas, etc.) de una manera eficiente (Ayala y Albóniga, 2015).

La disponibilidad de agua en las microcuencas puede estimarse a partir de mediciones sistemáticas a través de dispositivos de aforo, las que generan información para efectuar una caracterización estadística, con el fin de determinar la probabilidad de ocurrencia de caudales; también, permite el cálculo de la demanda para consumo urbano, industrial, institucional y consumo agrícola. Con la información generada se realiza el contraste oferta-demanda con el fin de conocer las potencialidades del recurso agua (Rázuri *et al.*, 2009).

En condiciones de escasez de agua, el riego constituye siempre una alternativa técnica deseable; sin embargo, suele ser una fuente significativa de pérdida de agua; pues el agricultor que no maneja bien la tecnología enfrenta varios problemas para lograr eficiencia en el uso del agua (FAO, 2013a).

Según Condori (2005) la hidrometría aparte de medir el agua, comprende también el planeamiento, la ejecución y el procesamiento de la información que se registra de un sistema de riego, sistema urbano de distribución de agua y cuenca hidrográfica. En el contexto de la ingeniería agrícola, la hidrometría tiene dos propósitos generales: conocer el volumen de agua disponible en la fuente y la eficiencia de distribución (hidrometría de operación), como se muestra en la figura 1.1.

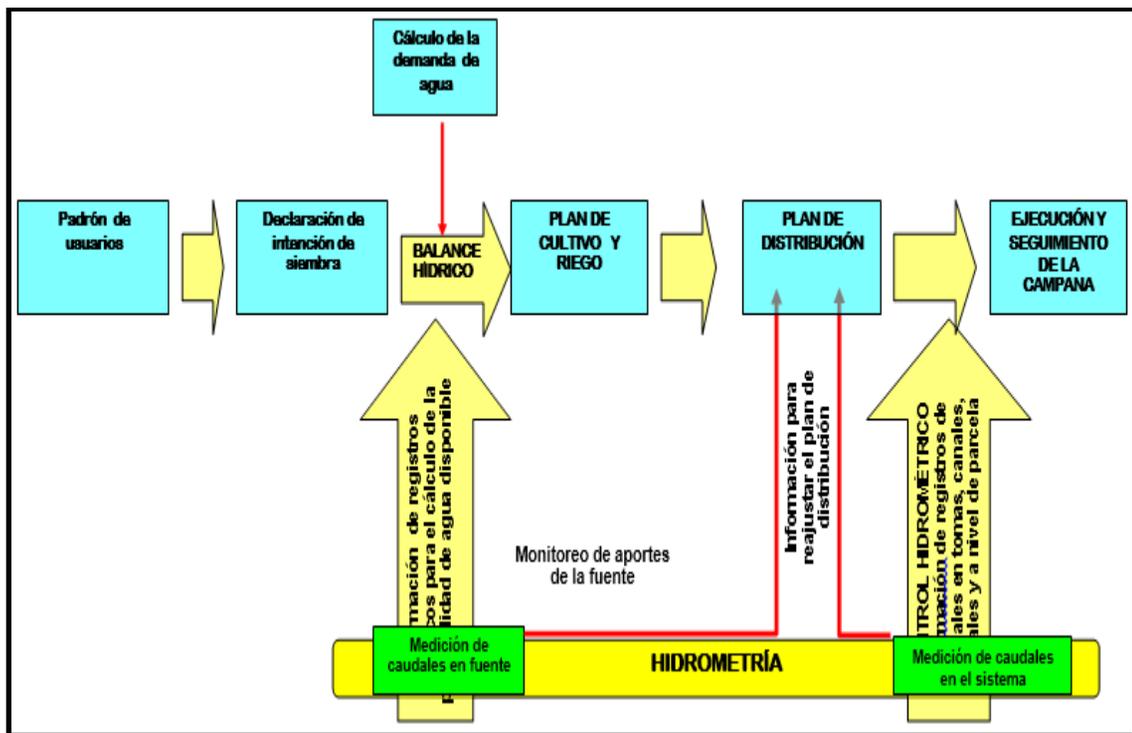


Figura 1.1. Esquema de la hidrometría de explotación de un sistema de riego

La evaluación cuantitativa y cualitativa de los recursos hídricos y la determinación del potencial económico utilizable para diferentes usos sectoriales es de gran importancia para los planificadores y decisores de la gestión de los recursos hídricos, para ello pueden utilizarse los servicios de una red de estaciones hidrológicas y meteorológicas que aportan información de las diferentes variables hidro-meteorológicas (Chamorro, 2011).

El correcto entendimiento de la escasez de agua depende de la comprensión de las leyes físicas que rigen los procesos hidrológicos, y de los medios para asignar y medir el uso del agua. La contabilidad del agua tiene como objetivo ayudar a la sociedad a entender los recursos hídricos con los que cuenta; por eso, la comprensión del ciclo hidrológico y la contabilidad del agua se está fomentando cada vez más como un componente clave de los programas de gestión integrada de los recursos hídricos (FAO, 2016).

El cálculo de la incertidumbre en la medición de magnitudes es un tema muy estudiado desde diferentes ciencias como la metrología, la estadística y en el caso del agua en la hidrometría. Justamente es a partir de la medida de caudales extremos por exceso (avenidas) o por defecto (sequías) donde se toman decisiones importantes con consecuencias económicas, sociales y ambientales. Helmbrecht (2004) argumenta que conocer el grado de incertidumbre en las medidas y la calidad de los datos pasa a tener un papel relevante.

Según el Fondo Mundial para la Naturaleza (WWF) el objetivo de los sistemas de riego es poner a disposición de los cultivos el agua necesaria para que cubra sus necesidades, complementando la recibida por las precipitaciones. Cuando se trata de distribuir agua en una parcela y garantizar que esta llegue por igual a todos los puntos de la parcela en el método de riego por gravedad, es necesario considerar el término de eficiencia de aplicación, que consiste en la relación entre estas dos cantidades de agua; la que sale del punto de suministro y la que realmente aprovechan las plantas (WWF, 2005). Esto se puede controlar de manera eficiente mediante la instalación de dispositivos que permitan la medición del volumen de agua (Gribbin, 2016).

El concepto uso eficiente del agua se origina del criterio económico de productividad. La productividad mide la cantidad que se requiere de un recurso determinado para producir una unidad de un bien o servicio. Entonces, la eficiencia en la producción y conducción del agua puede medirse por el volumen de agua que se requiere para producir una unidad de bienes o servicios (Bourguett, 2003).

La cantidad de agua que se capta de alguna fuente natural para ser utilizada en un sistema de riego, generalmente se conduce a través de un canal principal y luego se deriva por un canal de distribución y finalmente se deriva a nivel parcela para ser aplicada en algún cultivo como se muestra en la figura 1.2 (Núñez, 2015).

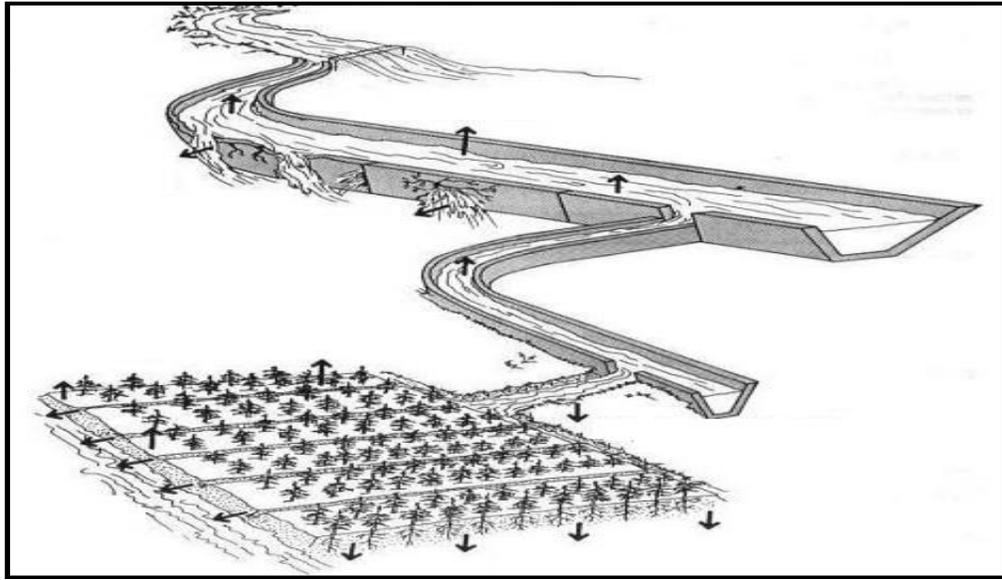


Figura 1.2 Recorrido del agua en un sistema de irrigación.

La eficiencia de conducción en un sistema de riego por gravedad donde los caudales de agua se miden con diferentes aforadores como vertedores u orificios, puede estimarse mediante la ecuación siguiente:

$$Ef_c = \frac{Q_p}{Q_B} 100 \quad (1.1)$$

Donde: Ef_c es la eficiencia de conducción (%); Q_p es el caudal a la entrada de la parcela ($L s^{-1}$); Q_B es el caudal medido a la salida de la bomba ($L s^{-1}$).

El conocimiento de la eficiencia de riego permite entre otras cosas estimar la cantidad de agua que se capta o recoge en algunas cuencas, sub cuencas o del subsuelo, llega a los usuarios y es bien utilizada; la cantidad de dinero que se pierde por metro cúbico de agua que no se aprovecha bien; la cantidad de tierras que se podría irrigar si el agua mal aprovechada estuviese disponible y el costo de las obras necesarias para el mejoramiento de la eficiencia hasta llegar a un nivel técnicamente aceptable (Núñez, 2015).

Cuando la distribución del agua de riego es por canales, la automatización puede realizarse mediante descargadores laterales o compuertas de regulación colocadas en diferentes tramos del canal para abastecer directamente a los surcos (Pereira *et al.*, 2010). Como se muestra en la figura 1.3.



Figura 1.3 Riego superficial con canal y compuertas de regulación.

1.2 Métodos para el aforo de agua en conducciones abiertas

El objetivo fundamental de la hidrometría es proveer datos relacionados con la distribución espacial y temporal del agua sobre la tierra, esta es la información que requieren los proyectos de planeamiento y manejo de los recursos hídricos para los cuales es indispensable conocer las variaciones de cada una de las corrientes y cuerpos de agua (IDEAM, 2007).

Las técnicas y valoraciones de la medida del agua se agrupan bajo el nombre de hidrometría; los lugares en los que se realizan las medidas del escurrimiento se denominan estaciones fluviométricas, hidrométricas o de aforo (Maderey y Jiménez, 2005).

El Ministerio de la Agricultura de Perú (MA) indicó que los métodos más conocidos para la determinación de la velocidad del agua son los siguientes: método volumétrico, método del correntómetro y método del flotador (MA, 2005).

No todos los aforos se pueden realizar por el mismo método. Este depende de varios factores como: las condiciones de accesibilidad, la disponibilidad de personal, equipos y recursos económicos; además, de la organización de usuarios. Es recomendable escoger el método que más se adapte en el punto seleccionado (Núñez, 2015).

La medición de caudales se puede realizar por diferentes métodos; pero los sistemas más eficientes y exactos utilizan estructuras especiales. En este sentido, casi todas las clases de obstáculos que restringen parcialmente la corriente de agua en un canal, se pueden utilizar para la medición de caudales, siempre que sean calibrados apropiadamente; aunque los más sencillos y conocidos son los vertedores (Bello y Pino, 2000; Ríos et al., 2010).

El método volumétrico se emplea por lo general para caudales muy pequeños y se requiere de un recipiente para coleccionar el agua. Consiste en determinar el tiempo que tarda una corriente de agua en llenar un recipiente de volumen conocido. El caudal resulta de dividir el volumen de agua que se recoge en el recipiente entre el tiempo que transcurre en coleccionar dicho volumen. Responde a la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{V}{t} \tag{1.2}$$

Dónde: Q es el caudal ($m^3 s^{-1}$); V el volumen (m^3) y t el tiempo (s).

Los aparatos más empleados para medir la velocidad de las corrientes de agua son los molinetes, que funcionan debido al movimiento de la corriente, la cual provoca el giro de un eje a través de una hélice o sistema similar. Mientras la corriente

permanezca constante, el eje girará también con una velocidad constante, de manera que, al medir la velocidad de rotación del eje mediante una ecuación se puede conocer la velocidad de la corriente (Maderrey y Jiménez, 2005).

La velocidad de la corriente se mide por medio de un instrumento llamado correntómetro que mide la velocidad en un punto dado de la sección del canal. Cada correntómetro debe tener un certificado de calibración en el que figura la fórmula para calcular la velocidad en función del número de vueltas o revoluciones de la hélice por segundo. Estos correntómetros se calibran en laboratorios de hidráulica por medio de una fórmula de calibración.

$$v = an + b \quad (1.3)$$

Dónde: v es la velocidad del agua ($m\ s^{-1}$); n el número de vueltas de la hélice por segundo; a el paso real de la hélice (m); b es la velocidad de frotamiento ($m\ s^{-1}$).

Como el correntómetro mide la velocidad en un punto, para obtener la velocidad media de un curso de agua se deben en ciertos casos medir la velocidad en dos, tres o más puntos, a diversas profundidades a lo largo de una vertical y a partir de la superficie del agua. Conocidas las profundidades se calcula el área de la sección transversal, la que se utilizará para el cálculo del caudal mediante la siguiente ecuación:

$$Q = A.v \quad (1.4)$$

Dónde: Q es el caudal ($m^3\ s^{-1}$); A el área de la sección transversal (m^2); v es la velocidad medida con el correntómetro ($m\ s^{-1}$).

El conocimiento de la velocidad y el caudal en cauces naturales son de los parámetros más importantes en el diseño de las obras hidráulicas. Existen dos

posibles formas de obtener estos datos. La primera se refiere a generar esta información a partir de datos topográficos de la sección transversal y de estudios hidrológicos e hidráulicos donde se determine el gasto en determinada sección de un cauce y por consiguiente la velocidad. La segunda forma es medir directamente tanto velocidad como gasto en el punto de interés. Para ello podemos emplear estaciones hidrométricas o bien hacer las mediciones con el uso de instrumentos como el molinete o medidores ultrasónicos (Tapia et al., 2012).

Las medidas directas del caudal de un río son necesarias e imprescindibles para muy diversos objetivos como cuantificación de la escorrentía superficial en una cuenca determinada, estudio de las relaciones río-acuífero, proyectos de obras hidráulicas; además, de la prevención y control de avenidas. Usualmente se utiliza la curva de gasto que se construye para una sección dada y expresa la relación entre el caudal (Q) y la altura de la lámina de agua (h); o sea, $Q=f(h)$ obtenida experimentalmente mediante mediciones repetidas de estas dos variables en diversas condiciones (Díaz *et al.*, 2005).

El método de aforo por flotadores, es un método de campo, sencillo y rápido para estimar el caudal de agua que pasa en una sección transversal. Con este método se puede calcular las velocidades superficiales de la corriente de un canal o río, utilizando materiales sencillos llamados flotadores que se puedan visualizar y cuya recuperación no sea necesaria (Chamorro, 2011; Núñez, 2015).

En este método se puede utilizar como flotador cualquier cuerpo pequeño que flote como un corcho, un pedacito de madera, una botellita lastrada. Se recomienda en aforos de caudales entre $250 - 900 \text{ L s}^{-1}$. Si se conoce la distancia recorrida y el tiempo que el flotador demora en alcanzar el extremo final del tramo, se puede calcular la velocidad y el caudal a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = A.v \tag{1.5}$$

$$v = \frac{L}{t} \quad (1.6)$$

Donde: Q es el caudal ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$); C el factor de corrección; A el área de la sección transversal (m^2); v la velocidad (m s^{-1}); L el espacio recorrido por el flotador (m); t el tiempo recorrido por el flotador (s).

El cálculo de la sección transversal se realiza a partir de la medición de la profundidad de agua en el medio del cauce (h) y si el fondo del cauce es irregular, se procede a la tomar las diferentes profundidades y luego se promedian. Posteriormente el valor de h se multiplica por el ancho del cauce, medido en el punto donde toca el nivel del agua con los bordes del conducto (Carrión, 2015). Este proceso puede observarse en la figura 1.4.



Figura 1.4 Medicion de la seccion transversal de un canal.

La medición de la profundidad de agua (h) es de suma importancia en el proceso de medición del caudal ya sea en sistemas de riego y drenaje o en la red fluvial de una determinada cuenca hidrográfica. En los eventos de lluvia que producen crecidas en el sistema fluvial de la cuenca hidrográfica, lo que puede traer afectaciones tanto a la salud como a los bienes materiales de la población, es cada

vez más habitual el uso de sistemas de alerta temprana que permiten pronosticar la evolución de la profundidad de agua (Riccardi *et al.*, 2013).

La selección del modelo de pronóstico de la profundidad del agua en tiempo real es dependiente del tamaño y las características de la cuenca, de la disponibilidad de datos hidrometeorológicos, del tiempo de aviso y propósito del pronóstico, de las características del escurrimiento y de la disponibilidad de instalaciones y equipamiento de cómputo (Arduino *et al.*, 2005).

1.3 Vertedores y orificios

El diseño e instalación de un aforador es algo generalmente deseable para medir y regular el caudal de agua de los canales de riego y para medir el gasto de los cauces no navegables, drenajes, vertidos libres (Bos *et al.*, 1986).

Los vertederos mantienen casi constante el nivel aguas arriba de la obra; pero el coeficiente de gasto varía en función de la colocación de la obra respecto a la dirección del flujo en el canal: el ápice o filo hacia aguas arriba o hacia aguas abajo, lo cual tiene importancia significativa para el diseño y la operación de estas obras (Rojas y León, 2016).

El empleo del vertedor como obra reguladora del nivel aguas arriba en canales de cualquier orden y el conocimiento del límite de vertimiento libre es vital para la correcta proyección y operación de la misma (Rojas y León, 2016).

El término “vertedero” se utiliza cuando la sección de control se forma esencialmente elevando el fondo del canal y se denomina “aforador” cuando se realiza un estrechamiento lateral del canal siendo ambos muy similares desde un punto de vista hidráulico. También se denomina, normalmente, aforador cuando la sección de control se forma elevando el fondo y estrechando las paredes a un tiempo. No obstante, existe una porción de obras y dispositivos de medida que

pueden denominarse, indistintamente, vertederos o aforadores (Ayala y Albóniga, 2015).

Diferentes formas de vertedero han sido estudiadas en la literatura técnica para su posible simulación con modelos numéricos, como alternativa o complemento al empleo de la modelación física, o en el caso de diseños, para permitir comprobar el comportamiento de estructuras con geometría distintas de las tipologías encontradas en los manuales y referencias técnicas (González y Flores, 2011).

Un vertedero puede concebirse como una presa sobre la cual debe pasar el líquido. Tomando ciertas medidas del flujo cerca del vertedero, puede determinarse el caudal con la ayuda de la ecuación de Bernoulli y de algunos datos empíricos. Generalmente el vertedero es una placa comparativamente delgada, con un borde agudo en el lado de aguas arriba. La altura h del flujo aguas arriba del vertedero por encima del borde es la medida fundamental para evaluar el caudal (Shames, 1995; White, 2015).

Los vertedores actuales suelen enfrentarse a condiciones geométricas o topográficas, que generalmente solo son abordables con soluciones tradicionales mediante importantes inversiones económicas; por ello cada vez cobran más interés las soluciones de vertedores no convencionales que permiten aumentar la capacidad de desagüe con una menor inversión (San Mauro *et al.*, 2016).

La capacidad de desagüe de los vertedores viene determinada por una ecuación que relaciona el caudal de vertido con un coeficiente de descarga global que resulta específico para cada geometría del vertedor. Este coeficiente puede encontrarse tabulado para geometrías sencillas (Crookston y Tullis, 2013); pero para geometrías específicas debe ser obtenido mediante ensayo en modelo físico (San Mauro *et al.*, 2016).

La modelación de la respuesta hidráulica de un vertedero busca cuantificar el control que este tipo de estructuras produce sobre las condiciones de flujo aguas arriba, especialmente nivel de energía, y el caudal que sobrepasa el vertedero. La geometría particular del vertedero condiciona estas relaciones entre nivel y caudal de sobrevertido (Chason, 2004). Las variadas fuentes de imprecisión que se presentan durante el desarrollo de las investigaciones y los errores accidentales provocan distorsiones especialmente en experimentos con pocos datos (Constaín y Corredor, 2013).

Las partes fundamentales de un vertedero hidráulico son: pared del vertedero, cresta, altura de la cresta (Díaz, 2014) como se observa en la figura 1.5.

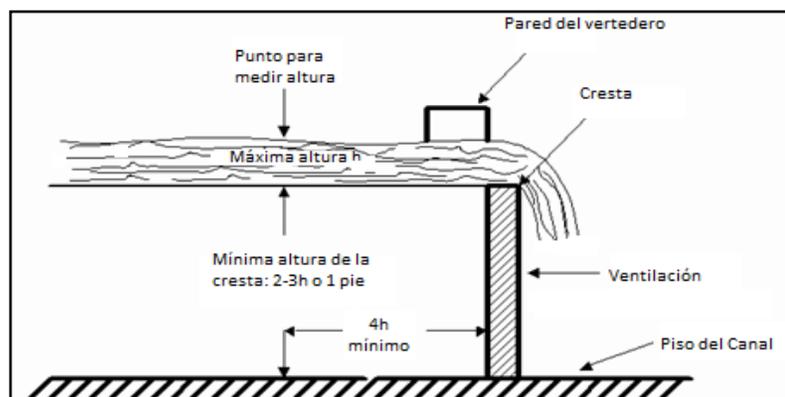


Figura 1.5 Partes fundamentales de un vertedor.

El fundamento teórico para el cálculo de caudales en vertedores se basa en el análisis de la figura 1.6 donde se muestra la descarga a través de un vertedor de cualquier forma geométrica, aplicando la ecuación de Bernoulli entre los puntos 1 y 2, lo que produce los resultados que se ofrece en las ecuaciones 1.7, 1.8, 1.9, 1,10 y, 1.11.

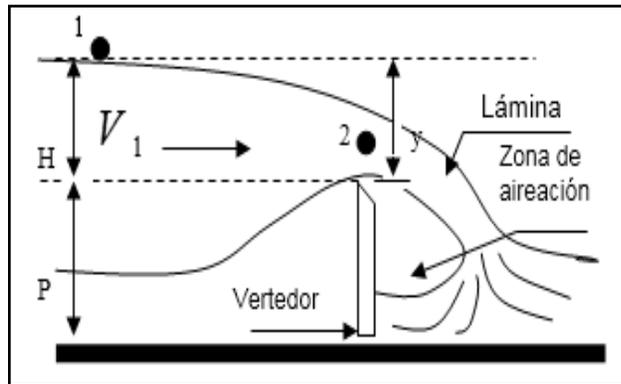


Figura 1.6 Descarga a través de un vertedero.

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2 \quad (1.7)$$

Si se considera $V_1 = 0$ y $P_1 = P_2 = P_{atm}$ se obtiene que:

$$Z_1 = H + P \quad (1.8)$$

$$Z_2 = H + P - y \quad (1.9)$$

$$H + P = \frac{V_2^2}{2g} + H + P - y \quad (1.10)$$

Por tanto, la velocidad

$$V_2 = \sqrt{2gy} \quad (1.11)$$

1.3.1 Vertedor triangular

Como su nombre lo indica, el vertedor triangular se caracteriza porque la forma de la ventana para el vertido del flujo es triangular. Este vertedero es uno de los más utilizados debido a su precisión para la medición de un amplio rango de caudales, conocido también como vertedero Thomson (García, 2015).

El vertedor triangular es el más preciso para medir caudales pequeños (Núñez, 2015); por lo que es muy común su uso en zanjas y surcos de riego en el método por gravedad. El uso de este vertedor triangular se justifica en canales pequeños

con aforos menores de 110 L s^{-1} y en el riego superficial por presentar una gran pérdida de carga; por lo que, para estos niveles de caudales de agua, su precisión es mayor que la de otros tipos de vertedores (Bello y Pino, 2000). El caudal sobre un aliviadero triangular según la figura 1.7 está dado por la fórmula:

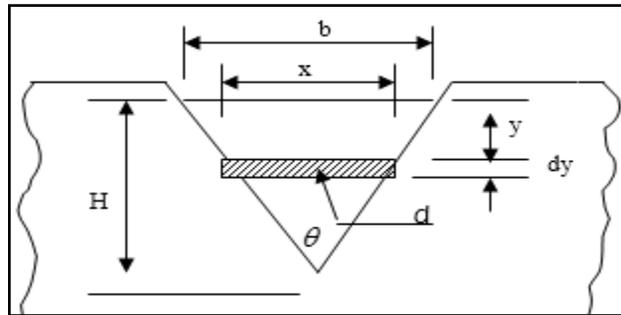


Figura 1.7 Vertedero de sección triangular.

$$dQ = V_2 dA \quad (1.12)$$

Por semejanza de triángulos se obtiene:

$$\frac{x}{b} = \frac{H - y}{H} \text{ y } b = 2H \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}, \text{ luego}$$

$$Q = 2\sqrt{2gtg} \frac{\theta}{2} \int_0^H (H - y)y^2 dy, \text{ integrando se obtiene el caudal teórico:}$$

$$Q_{\text{teórico}} = \frac{8}{15} \sqrt{2gtg} \frac{\theta}{2} H^{\frac{5}{2}} \quad (1.13)$$

La deducción de la ecuación anterior no toma en cuenta los efectos de la contracción y la pérdida de energía, por esta razón el caudal teórico se reduce en cierta medida, introduciendo un factor de corrección llamado coeficiente de descarga c_d para obtener el caudal real (Tchobanoglous y Burton, 1997), quedando la ecuación de la forma siguiente:

$$Q_{real} = cd \frac{8}{15} \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} H^{\frac{5}{2}} \quad (1.14)$$

El coeficiente de descarga cd depende de la geometría del vertedero, en el caso del vertedero triangular este coeficiente tiene valores cercanos a 0,6.

1.3.2 Vertedor trapezoidal

El vertedero trapezoidal se caracteriza por tener sus lados con una inclinación de cuatro unidades verticales por cada unidad horizontal (1H: 4V). La pendiente así obtenida es prácticamente suficiente para compensar el efecto de las contracciones laterales. Cuando se hace esto se dice que el vertedero es del tipo Cipolletti (Miranda, 2016).

El ingeniero Cesare Cipolletti (1886) asumió que, por causa de incremento de contracciones de los lados de la carga incrementada, el decremento de descarga sobre un vertedero rectangular completamente contraído con un ancho b , sería compensado por el aumento de descarga por causa de la inclinación de los lados de la sección de control. Esta compensación entonces, permite el uso de la ecuación de descarga de un vertedero rectangular (Melgar, 1991).

1.3.3 Ecuación para determinar el caudal en vertederos trapezoidales

La obtención de la relación 1:4 en vertedores Cipolletti se explica a partir de la figura 1.8 a partir de la aplicación de la ecuación de Bernoulli entre los puntos 0 y 1. Despreciando las pérdidas de carga, se tiene:

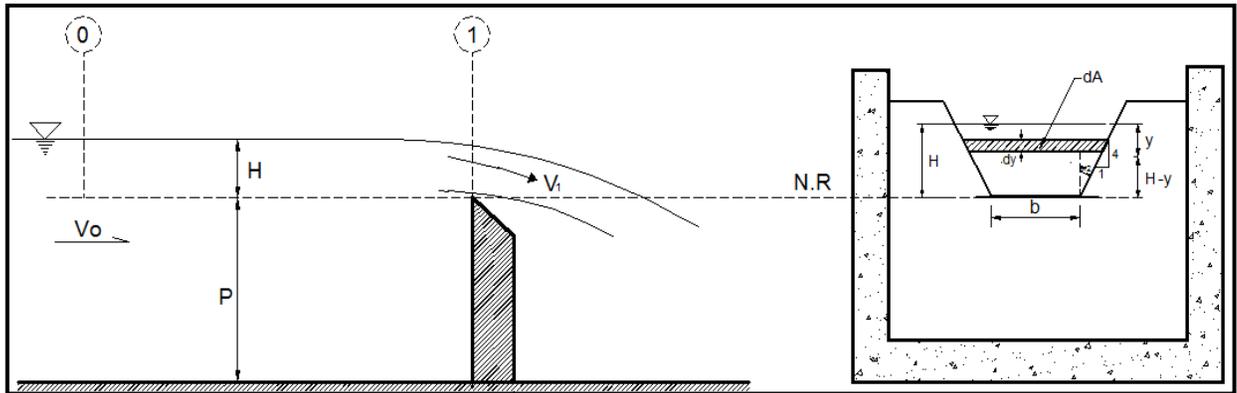


Figura 1.8 Perfil de velocidades.

$$Z_0 + \frac{P_0}{\gamma} + \alpha_0 \frac{v_0^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha \frac{v_1^2}{2g} \quad (1.15)$$

Reemplazando, se tiene

$$h + \frac{P(atm)}{\gamma} + \alpha_0 \frac{v_0^2}{2g} = (h - y) + \frac{P(atm)}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} \quad (1.16)$$

Resultando

$$\alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = y + \alpha_0 \frac{v_0^2}{2g} \quad (1.17)$$

Donde α_0, α_1 son los coeficientes de corrección por energía cinética; v_0 la velocidad de aproximación

En la mayoría de casos v_0 se desprecia por ser muy pequeña en comparación con v_1 . En flujos turbulentos y uniformes los coeficientes de coriolis son aproximadamente iguales a 1. Despejando v_1 de la ecuación anterior, quedando

$$v_1 = \sqrt{2gy + v_0^2} \quad (1.18)$$

Pero $v_0^2 = 0$, entonces

$$v_1 = \sqrt{2gy} \quad (1.19)$$

$dQ = v_1 dA$ El caudal se obtiene de

Para determinar dA se empleará la figura 1.8

$$\tan(\theta/2) = \frac{x}{H-y} \quad x = \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)(H-y) \quad (1.20)$$

Resultando

$$dA = \left[b + 2 \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)(H-y) \right] dy \quad (1.21)$$

Se puede definir ahora la expresión

$$dQ = \sqrt{2gy} \left[b + 2 \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)(H-y) \right] dy \quad (1.22)$$

Integrando

$$Q_t = \int dQ_t = b \int_0^H (\sqrt{2g} * y^{1/2}) * dy + 2\sqrt{2g} * \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \int_0^H (H-y) * y^{1/2} dy \quad (1.23)$$

$$Q_t = b\sqrt{2g} \int_0^H (y^{1/2}) * dy + 2\sqrt{2g} * \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \left(h \int_0^H y^{1/2} dy - \int_0^H y^{3/2} dy \right) \quad (1.24)$$

$$Q_t = b\sqrt{2g} \left(\frac{2y^{3/2}}{3} \right)_0^H + 2\sqrt{2g} * \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \left(\frac{2H}{3} * y^{\frac{3}{2}} - \frac{2}{5} y^{5/2} \right)_0^H \quad (1.25)$$

$$Q_t = \frac{2}{3} b\sqrt{2g} H^{3/2} + 2\sqrt{2g} * \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \left(\frac{2H^{5/2}}{3} - \frac{2H^{5/2}}{5} \right) \quad (1.26)$$

$$Q_t = \frac{2}{3} b\sqrt{2g} H^{3/2} + 2\sqrt{2g} * \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \left(\frac{4H^{5/2}}{15} \right) \quad (1.27)$$

Quedando finalmente las expresiones de los vertederos rectangulares y triangulares:

$$Q_t = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} H^{3/2} + \frac{8}{15} \sqrt{2g} * \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) (H^{5/2}) \quad (1.28)$$

El procedimiento seguido por el ingeniero Cipolletti para determinar la pendiente del talud lateral en su vertedero fue el siguiente:

El incremento del caudal debido a las dos escotaduras triangulares, según la ecuación:

$$Q_r = \frac{8}{15} C_{dt} \sqrt{2g} * \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) (H^{5/2}) \quad (1.29)$$

El decremento del caudal, debido a las dos contracciones laterales del vertedero rectangular, según la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} C_{dR} \left(\frac{2h}{10}\right) \sqrt{2g} H^{3/2} = \frac{2}{15} C_{dR} \sqrt{2g} H^{5/2} \quad (1.30)$$

Igualando las ecuaciones del vertedero triangular y rectangular, suponiendo $C_{dR} = C_{dt}$ se tiene:

$$\frac{8}{15} C_{dt} \sqrt{2g} * \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) (H^{5/2}) = \frac{2}{15} C_{dR} \sqrt{2g} H^{5/2} \dots\dots\dots(1.31)$$

Obteniéndose:

$$\tan\left(\frac{\theta}{2}\right) = \frac{1}{4} \quad (1.32)$$

Cipolletti encontró experimentalmente que $C_{dR} = 0,63$ para la ecuación de vertederos rectangulares (Sotelo, 1998). Con ella se obtiene una fórmula empírica para un vertedero Cipolletti, y es:

$$Q = \frac{2}{3} C_d b \sqrt{2g}^{3/2} H \quad (1.33)$$

$$Q = \frac{2}{3} (0,63) * b * \sqrt{2(9,81)} H^{3/2} \quad (1.34)$$

$$Q = 1,86 * b * H^{3/2} \quad (1.35)$$

Donde b es la longitud de la cresta del vertedero (m); H la altura observada (m); Q el caudal ($m^3 s^{-1}$)

1.3.4 Vertedor rectangular sin contracciones

Estos vertedores son del tipo $x = \frac{b}{2}$ donde b es la longitud de la cresta según Escobar (2016) como se muestra en la figura 1.9.

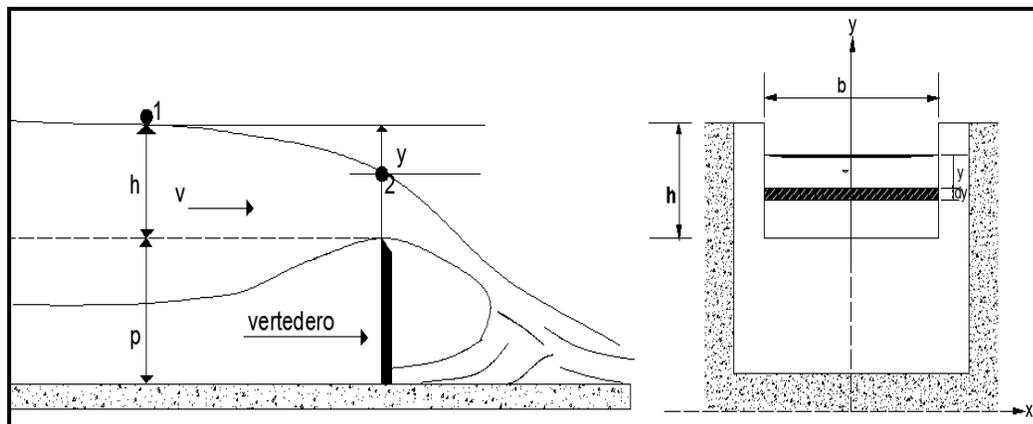


Figura 1.9 Vertedor rectangular.

La ecuación de Bernoulli aplicada entre los puntos 1 y 2 produce:

$$\frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2 \quad (1.36)$$

Si se considera que los dos puntos se encuentran a la misma presión:

$$P_1 = P_2 = P_{atm} \quad v_1 = 0 \text{ y las elevaciones están dadas por:}$$

$$Z_1 = p + h \quad Z_2 = p + h - y$$

Sustituyendo en la ecuación (1.36) queda:

$$z_1 = \frac{v_2^2}{2g} + z_2 \rightarrow p + h = \frac{v_2^2}{2g} + (p + h - y) \quad (1.37)$$

$$p + h = \frac{v_2^2}{2g} + (p + h - y) \rightarrow p + h - (p + h - y) = \frac{v_2^2}{2g} \quad (1.38)$$

$$p + h - (p + h - y) = \frac{v_2^2}{2g} \rightarrow y = \frac{v_2^2}{2g} \quad (1.39)$$

$$y = \frac{v_2^2}{2g} \rightarrow 2gy = v_2^2 \rightarrow v_2 = \sqrt{2gy} \quad (1.40)$$

Considerando:

$$Q = V * A$$

$$A = (b)(y) \rightarrow dA = (b)(dy)$$

Entonces:

$$Q = \int_0^h b(2g(h - y))^{\frac{1}{2}} dy \quad (1.41)$$

$$Q = \sqrt{2g} \int_0^h b(h - y)^{\frac{1}{2}} dy \quad (1.42)$$

Si se considera $u = (h - y)$; entonces $dy = -du$:

Sustituyendo en ecuación 1.42

$$Q = -\sqrt{2gb} \int_0^h (u)^{\frac{1}{2}} du \quad (1.43)$$

Integrando

$$Q = -\sqrt{2gb} \left[\frac{u^{\frac{3}{2}}}{\frac{3}{2}} \right]_0^h \quad \text{Al sustituir } u = (h - y)$$

$$Q = -\frac{2}{3} \sqrt{2g} b \left[(h - y)^{\frac{3}{2}} \right]_0^h \quad (1.44)$$

La deducción final de la ecuación del caudal es:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} b h^{\frac{3}{2}} \quad (1.45)$$

Si se agrupan los otros términos $\frac{2}{3}\sqrt{2g}$ μ un solo coeficiente C se obtiene la ecuación general para el cálculo de caudal en un vertedero rectangular sin contracciones:

$$Q = Cbh^{\frac{3}{2}} \quad (1.46)$$

1.3.5 Vertedor rectangular con dos contracciones

Para efecto de un vertedero rectangular que su ancho de solera sea menor que el ancho del canal, se producen contracciones laterales semejante a las de un orificio (Menchú, 2014). En la figura 1.10 se ilustra un vertedero con contracción.

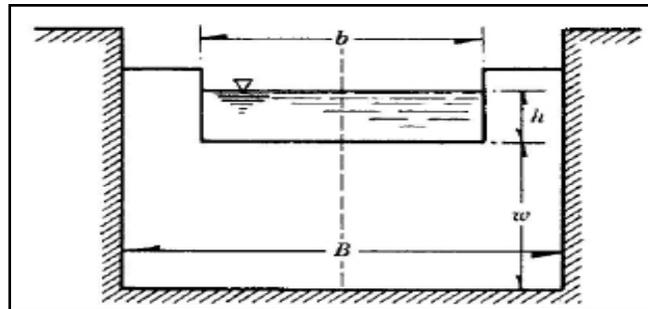


Figura 1.10 Vertedero rectangular con contracción.

De esta manera es necesario hacer una modificación a la ecuación 1.45 y utilizar la carga total de H de la siguiente manera:

$$H = h + \frac{V_0^2}{2g}$$

$$Q = \frac{2}{3}\sqrt{2g}b \left(h + \frac{V_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (1.47)$$

La ecuación anterior, se puede reescribir de la siguiente forma:

$$Q = \frac{2}{3} \left(1 + \frac{V_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g} bh^{\frac{3}{2}} = \frac{2}{3} K \sqrt{2g} bh^{\frac{3}{2}} \quad (1.48)$$

Se han propuesto diferentes ecuaciones experimentales para evaluar K en las cuales se incluya dicho efecto. La más utilizada según, Azevedo y Acosta (1975) es la de Francis:

Donde K equivale a:

$$K = 0.623 \left(1 - 0.1 * n * \frac{h}{b} \right) \quad (1.49)$$

Al sustituir K en la ecuación 1.48 se obtiene lo siguiente:

$$Q = 1.84(b - (0.1 * n * h))h^{3/2} \quad (1.50)$$

Dónde Q es el caudal que fluye en el canal ($m^3 s^{-1}$); b el ancho de solera del vertedero (m); h la carga de agua sobre el vertedero (m); n el número de contracciones del vertedero (0,1 ó 2).

1.3.6 Vertedor Sutro o proporcional

El vertedor proporcional o Sutro se define como un vertedero en el que la descarga es directamente proporcional a la carga sobre un nivel arbitrario de referencia que para el vertedero Sutro ha sido seleccionada a una distancia de un tercio de la altura (Vlotman, 1989; Marbello, 2005; Juárez, 2014).

La geometría del vertedero proporcional puede ser de cualquiera de las formas presentadas en la figura 1.11; por lo que la ecuación para estimar la variable x que corresponde al vertedero simétrico según Sotelo (2002) es:

$$x = (a/y)^{1/2} \quad (1.51)$$

El gasto total en un vertedor de pared delgada es:

$$Q = 2\sqrt{2g\mu} \int_0^h x(h-y)^{\frac{1}{2}} dy \quad (1.52)$$

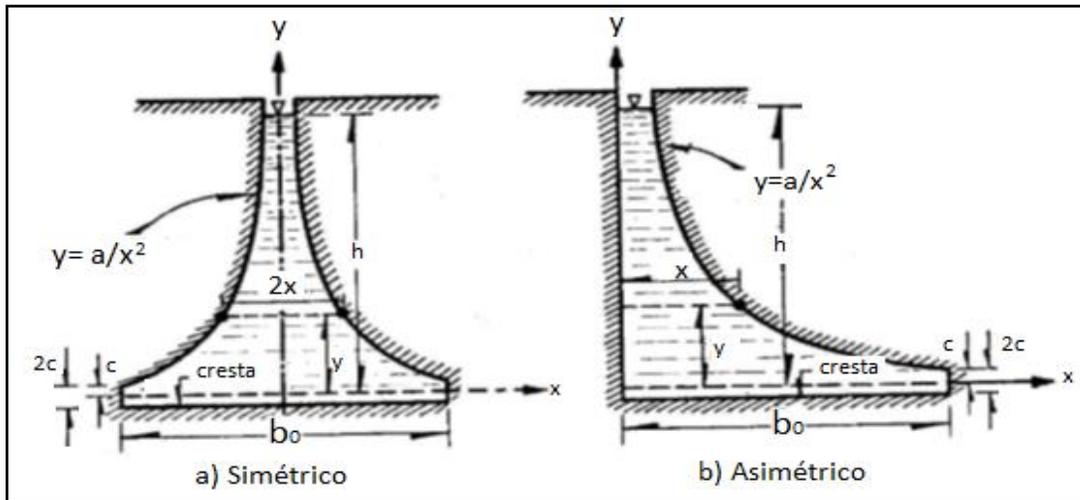


Figura 1.11 Tipos de vertedores Sutro.

Luego la ecuación del caudal quedaría de la siguiente manera:

$$Q = 2\sqrt{2ga}^{1/2} \int_0^h \left(\frac{h-y}{y}\right)^{1/2} dy = 2\sqrt{2ga}^{1/2} \int_0^h \left(\frac{y}{h} - 1\right)^{1/2} dy \quad (1.53)$$

Utilizando una sustitución trigonométrica $y/h = (\sin \theta)^2$ y sustituyendo $dy = 2h \sin \theta \cos \theta d\theta$. Ahora entre los límites 0 y $\pi/2$; la ecuación anterior sería entonces:

$$2\sqrt{2ga}^{1/2} \int_0^h \left(\frac{y}{h} - 1\right)^{1/2} dy \quad (1.54)$$

$$= 2\sqrt{2ga}^{1/2} 2h \int_0^{\pi/2} \left(\frac{1}{(\sin \theta)^2} - 1\right)^{1/2} \sin \theta \cos \theta d\theta \quad (1.55)$$

$$= 2\sqrt{2ga}^{1/2} 2h \int_0^{\pi/2} (\cos \theta)^2 d\theta \quad (1.56)$$

Integrando

$$Q = 2\sqrt{2ga}^{1/2} 2h \left[\frac{\theta}{2} - \frac{\sin 2\theta}{4} \right]_0^{\pi/2} \quad (1.57)$$

Tomando los límites y operando, se obtiene:

$$Q = 2\sqrt{2ga}^{1/2} 2h \left[\frac{\theta}{2} - \frac{\sin 2\theta}{4} \right]_0^{\pi/2}$$

$$\begin{aligned}
&= 2\sqrt{2ga}^{1/2}2h \left[\left(\pi - \frac{\sin(2\pi/2)}{4} \right) - \left(\frac{0}{2} - \frac{\sin(2 * 0)}{4} \right) \right] \\
&= 2\sqrt{2ga}^{1/2}2h \left[\left(\pi - \frac{\sin \pi}{4} \right) - \left(\frac{0}{2} - \frac{\sin 0}{4} \right) \right] \\
&= 2\sqrt{2ga}^{1/2}2h[(\pi - 0) - (0)]
\end{aligned}$$

Finalmente queda:

$$Q = \pi\sqrt{2ga}^{1/2}h \quad (1.58)$$

Esta ecuación permite calcular según Sotelo (2002) el caudal en un vertedero proporcional simétrico, donde es necesario agregar el coeficiente μ (tabla 1.1) que considera el efecto de contracción de la lámina vertiente. Se puede considerar el valor medio de $\mu=0,62$ cuando el canal de llegada tiene dimensiones grandes, y $\mu=0,67$ cuando el fondo del canal de llegada coincide con la cresta del vertedero y su ancho. De esta manera la ecuación anterior queda como:

$$Q = \pi\sqrt{2g\mu a}^{1/2}h \quad (1.59)$$

Tabla 1.1 Valores de μ para vertederos proporcionales.

H (m)	μ	H (m)	μ
0,061	0,656	0,458	0,607
0,122	0,628	0,610	0,608
0,183	0,617	0,760	0,610
0,244	0,610	0,915	0,611
0,305	0,606		

1.3.7 Orificios

Los orificios son estructuras que tienen una abertura limitada por una curva cerrada de forma regular, por donde pasa una corriente de agua (Ramírez, 2016). Dentro de estas estructuras se encuentran también los tubos cortos los cuales se puede usar para aforar. La ecuación del orificio de pequeño diámetro es la siguiente:

$$Q = C.A\sqrt{2gh} \quad (1.60)$$

Donde Q es el caudal que atraviesa el orificio ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$); C el coeficiente que depende de la contracción y velocidad del agua, varía de 0,60 a 0,80. Cuando se trata de orificios sumergidos, que es lo más usual, el coeficiente usado es 0,61; A el área del orificio (m^2); g el coeficiente de aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ m s}^{-2}$); h la carga hidráulica (m) o diferencia de nivel entre aguas arriba y aguas abajo (m).

Geométricamente el orificio es una circunferencia cerrada con un bisel en la superficie interna de la pared y un espesor no mayor de 4 a 5 centímetros, lo que permite la contracción gradual del líquido para formar un flujo de sección transversal menor a la del orificio. En la figura 1.12 se muestra un tanque lleno de cierto fluido, que posee un orificio pequeño con diámetro (d) y espesor (s) por el cual se descarga un caudal teórico (Q_T).

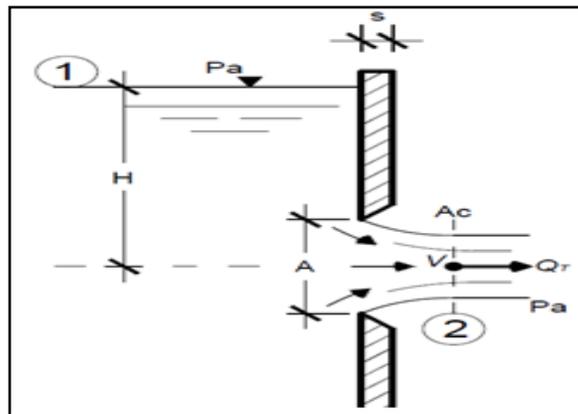


Figura 1.12 Orificio con borde biselado.

El caudal teórico (Q_T) puede ser determinado con la aplicación del concepto de Bernoulli entre la superficie libre de fluido del tanque (sección 1) y la sección transversal del flujo con mayor contracción aguas abajo del orificio (sección 2). La inercia provoca que mientras más próximo el fluido se encuentre del orificio, el fluido tiende a la dirección del centroide del orificio. Este cambio radical de dirección provoca la contracción de la sección transversal del flujo después de atravesar el orificio de pared delgada.

Después de la aplicación del principio de Bernoulli en ambas secciones, se obtiene la velocidad media teórica o ideal (sin rozamiento) en la sección 2:

$$V_2 = \sqrt{2gy} \quad (1.61)$$

El caudal drenado por el orificio será igual a la sección transversal de la vena contraída multiplicada por la velocidad en esa sección. La sección A_c de la vena contraída será:

$$A_c = C_c A \quad (1.62)$$

Donde C_c es el coeficiente de contracción; A es el área del orificio

El teorema de Torricelli demuestra el comportamiento parabólico de la velocidad media teórica o ideal (sin rozamiento) de un flujo de acuerdo a la energía potencial (y) en un sistema de almacenamiento, que atraviesa un orificio de pared delgada por la acción de la gravedad (g). Este demuestra que la velocidad media es la velocidad óptima del caudal real (Q_r) en la sección contraída (A_c) y el coeficiente de velocidad (C_v) en un orificio de pared delgada tiene un valor de 1; por lo tanto:

$$V_t = \sqrt{2gy} \quad (1.63)$$

Por consiguiente la ecuación para estimar el caudal real se escribe como:

$$Q_r = A_c \sqrt{2gy} \quad (1.64)$$

El coeficiente de contracción (C_c) es la relación entre la sección contraída (A_c) y la sección transversal del orificio de pared delgada a través del cual fluye el fluido (A_o).

$$C_c = \frac{A_c}{A_o} \quad (1.65)$$

El coeficiente de velocidad (C_v) es la relación entre la velocidad media real (v_r) en la sección transversal aguas abajo del orificio y la velocidad media teórica o ideal (v_t), es decir sin rozamiento, teniendo éste tendencia hacia el valor de 1; por lo que:

$$C_v = \frac{v_r}{v_t} \approx 1 \quad (1.66)$$

$$C_v = \frac{v_r}{\sqrt{2gy}} \quad (1.67)$$

El caudal real (Q_r) que fluye en la sección transversal aguas abajo del orificio será igual a:

$$Q_r = V_r A_c \quad (1.68)$$

El coeficiente de descarga (C_d) es la relación entre el caudal real determinado por el aforo volumétrico y el caudal teórico definido por el área del orificio y la velocidad teórica:

$$Q_t = A_o \sqrt{2gy} \quad (1.69)$$

$$Q_t = A_o \cdot V_t \quad (1.70)$$

$$C_d = \frac{Q_r}{Q_t} \quad (1.71)$$

Es elemental visualizar, de acuerdo a las ecuaciones anteriormente descritas que el coeficiente de descarga es también el producto del coeficiente de velocidad por el coeficiente de contracción.

$$C_d = C_v \cdot C_c \quad (1.72)$$

Es importante mencionar que para un orificio de pared delgada el coeficiente de descarga no es constante; por lo que la ecuación general de caudal por orificios es:

$$Q_r = C_d A_o \sqrt{2gy} \quad (1.73)$$

$$Q_r = C_d \cdot Q_t \quad (1.74)$$

Donde C_d es el coeficiente de descarga; A_o el área del orificio

1.4 Estructuras hidrométricas para la medición del agua en canales

Las estructuras hidrométricas usadas para la medición del agua a nivel parcelario son: los vertedores, los orificios y las de secciones críticas. Su fin es determinar la cantidad de agua que pasa por una sección de canal por unidad de tiempo.

Las compuertas se consideran orificios de área hidráulica regulable y son las más usadas en los diferentes canales para controlar la distribución o entrega de agua. Para conocer el caudal se mide el ancho de la compuerta, la abertura y la altura del agua (Carrion, 2015). Como se observa en la figura 1.13.



Figura 1.13 Medición del caudal en una compuerta.

Las compuertas calibradas pueden utilizarse como estructuras hidrométricas para el aforo del caudal de agua en un canal. Estas consisten en un orificio donde se

establecen los valores de caudal con respecto a una abertura medida en el vástago de la compuerta para determinadas condiciones hidráulicas. Este principio es utilizado dentro de la operación normal de una compuerta; para la construcción de una curva característica; sin embargo, al cambiar las condiciones hidráulicas del canal se produce la variación de las curvas establecidas, razón por la cual es necesario establecer una secuencia de aforos para conocer cuál es el grado de modificación de la curva utilizada (Condori, 2005).

El proceso de calibración puede dirigirse en dos direcciones. La primera empleando ecuaciones empíricas validadas en laboratorios reconocidos, o extraídas de alguna Norma, que permita conocer las relaciones caudal-profundidad, o velocidad media–profundidad, a lo largo del perfil de la obra a estudiar. Una segunda alternativa de calibración es modelando la obra en un laboratorio, o en su defecto realizando mediciones en la obra real (León y Herrera, 2012).

1.5 Conclusiones parciales

1. El manejo del recurso hídrico es imposible de lograr sin el conocimiento de la cantidad de agua disponible; por este motivo, la medición sistemática a través de dispositivos de aforo permite la determinación de las disponibilidades de agua de las cuencas hidrográficas, lo que contribuye a la satisfacción de la demanda de agua para consumo urbano, industrial, institucional y agrícola.
2. La hidrometría se enfoca hacia dos direcciones fundamentales; el conocimiento del volumen de agua disponible en la fuente y la eficiencia de distribución. Esta se relaciona actualmente con la denominada contabilidad del agua, que está llamada a convertirse en el aspecto fundamental del proceso de gestión integrada de los recursos hídricos.
3. La determinación de la incertidumbre en el aforo del agua es de vital importancia en la hidrometría; porque favorece la toma de decisiones acertadas en caso de medida de caudales extremos los cuales se presentan en condiciones de sequías o avenidas.

4. El control de la eficiencia del agua en el método de riego superficial está directamente relacionado con la instalación de dispositivos que permitan la medición del volumen de agua que sale del punto de suministro y la que aprovechan realmente las plantas.
5. La medición de caudales se puede realizar por diferentes métodos; pero la selección del más apropiado depende de varios factores como: las condiciones de accesibilidad, la disponibilidad de personal, equipos, recursos económicos y organización que se logra para este tipo de operación.
6. El método de aforo por flotadores es sencillo y rápido para estimar el caudal de agua que pasa por un canal o río.
7. Los caudales de agua para la estimación de la eficiencia de conducción en un sistema de riego por gravedad se miden con diferentes aforadores como vertedores y orificios.
8. El vertedor triangular es el más preciso para medir caudales pequeños menores de 110 L s^{-1} ; por eso se utiliza en canales pequeños, en zanjas y surcos de riego en el método por gravedad.
9. La capacidad de desagüe de los vertedores está determinada por una ecuación que relaciona el caudal de vertido con un coeficiente de descarga que resulta específico para cada geometría del vertedor.
10. Existen diferencias entre los caudales calculados teóricamente a partir de las ecuaciones que se ofrecen en los manuales de hidráulica e hidrología y los medidos en condiciones de laboratorio; por lo que para ganar en exactitud en la estimación de este importante parámetro, es necesaria la determinación del coeficiente de descarga de cada vertedor y la propuesta de nuevos modelos matemáticos debidamente calibrados y validados.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

En este trabajo se presentan los procedimientos empleados en el Laboratorio de Mecánica de Fluidos e Hidráulica de la Universidad de San Carlos de Guatemala, para la construcción de diferentes dispositivos para el aforo de agua del tipo triangular, Cipolletti, rectangular sin contracciones, rectangular con contracciones, Sutro y orificios. Se determinaron los coeficientes de descarga C_d para cada aforador a partir de la variación de la altura de agua y parámetros geométricos específicos. Se desarrollaron diferentes modelos matemáticos de tipo lineal simple, polinomial y potencial para estimar con precisión los caudales que circulan por conductos abiertos. Se utilizaron criterios para la validación de la bondad del ajuste de los modelos en condiciones de laboratorio y durante su funcionamiento en un canal de riego para la medición y control del caudal.

2.1 Localización de la investigación y características fundamentales

La investigación se desarrolló en el Laboratorio de Mecánica de Fluidos e Hidráulica de la Universidad de San Carlos de Guatemala (figuras 2.1; 2,2; 2,3), el cual consta de las siguientes partes fundamentales:

1. Canal hidrodinámico de pendiente variable de siete metros de largo y 31 centímetros de ancho.
2. Canal de pendiente constante de tres metros de largo y 76 centímetros de ancho.
3. Sistema de recirculación compuesto por una bomba centrífuga del modelo Westinghouse que aporta un caudal máximo de 20 L s^{-1} .
4. Tanque para aforo volumétrico calibrado.
5. Tanque de estabilización.



Figura 2.1 Canal de pendiente variable y canal de pendiente fija.



Figura 2.2 Sistema recirculación con la bomba centrífuga.



Figura 2.3 Tanque de aforo y tanque de estabilización.

Para la realización de los ensayos, se empleó el canal ancho en el cual el flujo de agua se suministró por el sistema de bombeo, lo que permitió realizar variaciones de tirante para cada vertedero y orificio evaluados.

En la fabricación de los dispositivos se utilizaron láminas de hierro de 2 a 3 mm de espesor y recubierta con pintura anticorrosiva para alargar el tiempo de uso del material.

En cada vertedor y orificio se realizó un bisel para lograr menor contacto del fluido con la pared y una salida en forma parabólica, lo que permite el establecimiento de una zona aireada debajo del dispositivo. Esto juega un papel importante, debido a que no permite que el flujo se deslice sobre la cara exterior por lo que disminuye el efecto de la viscosidad sobre la pared del dispositivo.

Con el propósito de fijar los dispositivos en la salida del canal hidrodinámico y evitar fugas o filtraciones que pudieran afectar las mediciones fue necesaria la colocación de tiras de caucho. En el caso de vertederos de ancho grande se colocó Sikaflex como adhesivo y sellador.

La distancia (d) para la toma de las lecturas H se calculó teniéndose en cuenta la condición $d \geq 4H$ (figura 2.4); midiéndose desde la posición del dispositivo en sentido longitudinal con una regla graduada de precisión 0,10 cm. Por cada lectura de carga H realizada se efectuaron tres aforos volumétricos para calcular mediante promedio aritmético el caudal circulante y posteriormente obtener la ecuación experimental de cada uno de ellos mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{obs} = \frac{V}{t} \quad (2.1)$$

Donde Q_{obs} es el caudal observado ($L s^{-1}$); V el volumen captado en el recipiente calibrado (L); t el tiempo para captar el volumen en el recipiente (s).



Figura 2.4 Medición de las lecturas H a una distancia d del dispositivo.

2.2 Evaluaciones en el vertedor triangular

Se diseñaron diez vertedores triangulares con dimensiones asociadas a un ángulo de abertura específico (θ) que según consideraciones del estudio se fijó para una variación de 10° entre cada uno de ellos (10° , 20° , 30° , 40° , 45° , 50° , 60° , 70° , 80° , 90°) como se muestra en las figuras 2.5 y 2.6.

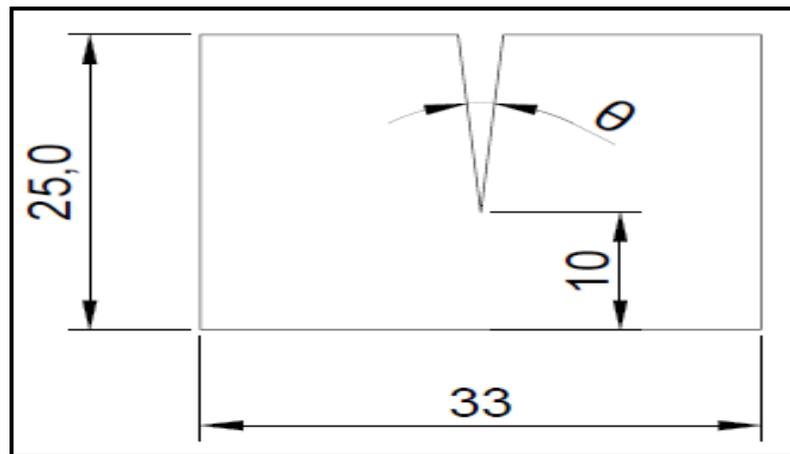


Figura 2.5 Diseño de vertedores triangulares.



Figura 2.6 Pruebas en los vertedores triangulares.

El caudal real y el caudal teórico se estimaron mediante las siguientes ecuaciones:

$$Q_t = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) H^{5/2} \quad (2.2)$$

$$Q_r = C_d \cdot Q_t \quad (2.3)$$

Donde Q_r es el caudal real ($L s^{-1}$); Q_t el caudal teórico ($L s^{-1}$); θ ángulo de abertura; H la altura observada (cm); C_d el coeficiente de corrección que representa la pendiente de la función potencial obtenida de la relación funcional entre el caudal real y el caudal teórico.

El modelo potencial para la obtención del caudal real se determinó como sigue:

$$Q_{ajus} = K \cdot H^n \quad (2.4)$$

Donde H es la altura observada (cm); K y n son constantes de ajustes del modelo obtenido al relacionar los caudales observados (Q_{obs}) con los valores de la altura observada (H).

El modelo general para la estimación del caudal en el vertedor triangular en función de cualquier valor de ángulo de abertura (θ) se obtuvo a través de una función

potencial generada a partir del programa estadístico informático Statistical Package for the Social Sciences (SPSS). Este se escribe de la manera siguiente:

$$Q_{gen} = K \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot H^{5/2} \quad (2.5)$$

Donde Q_{gen} es el caudal general obtenido mediante el programa SPSS ($L \cdot s^{-1}$); θ ángulo de abertura; H la altura observada (cm).

2.3 Evaluaciones en el vertedor Cipolletti

Se diseñaron ocho vertedores Cipolletti con dimensiones que fueron determinadas acordes con las proporciones de los canales de llegada disponibles en el laboratorio. La relación de los taludes se fijó en 1:4 por ser una característica de estos vertedores; sin embargo, se varió el valor de la base (b) en el rango de 5 a 60 cm.

Los vertedores de 5 a 15 cm de ancho de base fueron colocados dentro del canal hidrodinámico para ensayos de vertederos (canal pequeño) y en el canal contiguo se instalaron los vertedores de 20 a 60 cm de ancho de base como se muestra en las figuras 2.7 y 2.8.

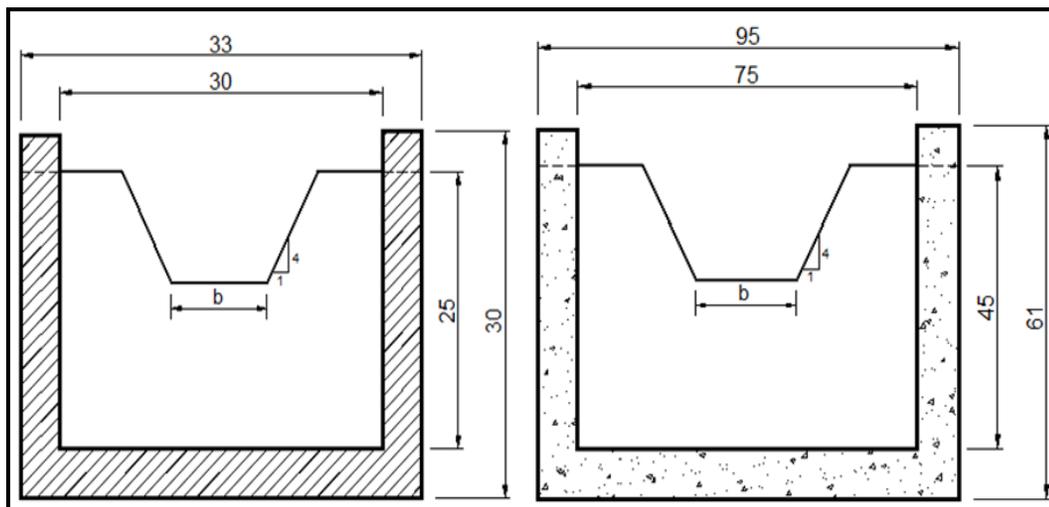


Figura 2.7 Canal para ensayo de vertedores.



Figura 2.8 Pruebas en los vertedores Cipolletti.

En los vertederos pequeños ($b < 15$ cm) los ensayos se realizaron en el canal hidráulico del laboratorio y en los vertederos grandes ($b > 20$ cm) se utilizó el canal contiguo. En todas las mediciones de altura (H) se controló el caudal suministrado para lograr su estabilización; sólo se consideró como lecturas válidas las que presentaron zona aireada bajo la lámina vertiente.

El caudal experimental se estimó como en la mayoría de medidores de caudal mediante el siguiente modelo de tipo exponencial:

$$Q_{\text{exp}} = K.H^n \quad (2.6)$$

Donde Q_{exp} es el caudal experimental para cada tipo de vertedor ($L s^{-1}$); H la altura sobre la cresta del vertedor (cm); k y n coeficientes de ajustes.

En el modelo anterior se linealizó la relación entre Q y H a partir de la construcción de un gráfico de $\text{Log } Q = f(\text{Log } H)$; obteniéndose un modelo lineal del tipo $Y = aX - b$ de donde $Y = \text{Log } Q$ y $X = \text{Log } H$. De este modo se obtuvieron los valores de K y de n de la forma siguiente:

$$n = a \quad (2.7)$$

$$K = \text{Log}^{-1}(b) \quad (2.8)$$

El modelo calibrado para la obtención del caudal real en vertederos trapezoidales tipo Cipolleti se determinó como sigue:

$$Q_{calib} = C_d \cdot Q_t \quad (2.9)$$

Donde Q_{calib} es el caudal real obtenido por la calibración de los vertederos ($L s^{-1}$); Q_t el caudal teórico ($L s^{-1}$); C_d el coeficiente de descarga.

Asimismo, el modelo para obtener el caudal teórico para vertederos trapezoidales es:

$$Q_t = 0,0186 \cdot b \cdot H^{3/2} \quad (2.10)$$

Donde Q_t es el caudal teórico ($L s^{-1}$); b la longitud de la cresta del vertedero (m); H la altura observada (m).

Sustituyendo la ecuación (2.10) en la ecuación (2.9) se obtiene:

$$Q_{calib} = 0,0186 \cdot C_d \cdot b \cdot H^{3/2} \quad 84 \quad (2.11)$$

El coeficiente de descarga se obtuvo a partir de la construcción de un gráfico de caudal real contra caudal teórico el cual se ajustó a un modelo lineal; donde la pendiente de la recta es el valor del coeficiente de descarga el cual se utilizó en la generación de un modelo matemático a partir del programa estadístico informático Statistical Package for the Social Sciences (SPSS) con el cual se relacionaron las distintas bases de los vertederos trapezoidales (b), la altura de carga (H) para la simulación del caudal (Q) que responde al siguiente modelo:

$$Q = K \cdot b \cdot H^n \quad (2.12)$$

Donde Q es el caudal obtenido con el modelo ($L s^{-1}$); b la base del vertedor (cm); H la altura de la carga observada (cm), K y n las constantes del modelo a determinar con programa SPSS.

La ecuación experimental general para la estimación del caudal descargado por el vertedor Cipolletti (Q_{gen}) se obtuvo a partir de deducir una función para calcular el coeficiente de descarga respecto a la base del vertedor que fue sustituida posteriormente en la ecuación (2.11).

2.4 Evaluaciones realizadas en el vertedor rectangular sin contracciones

Para el desarrollo de los experimentos se diseñaron y fabricaron seis vertederos rectangulares para diferentes valores de ancho de la base b (10, 20, 30, 40, 50, 60) como se observa en las figuras 2.9 y 2.10.

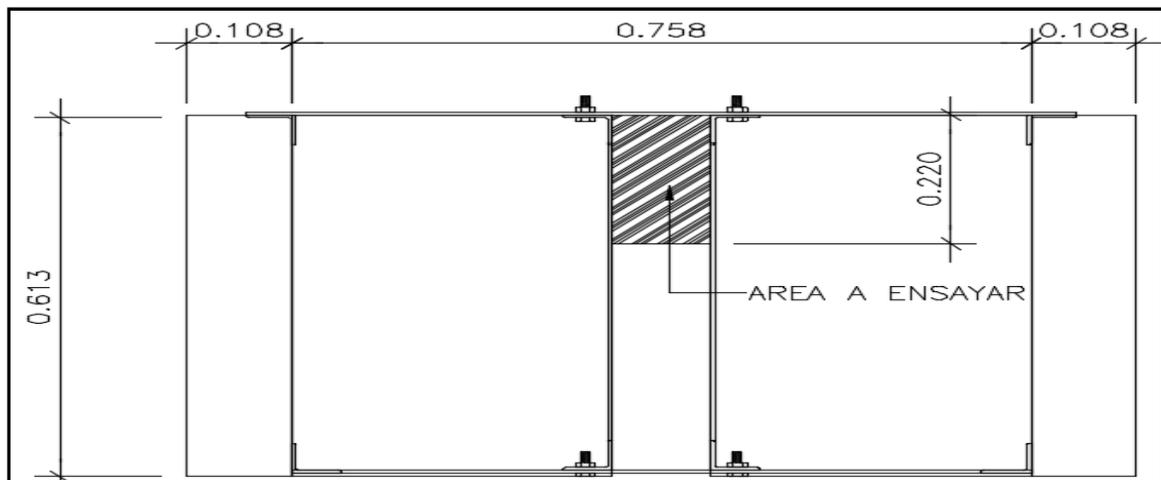


Figura 2.9 Canal de ensayo de vertedores rectangulares sin contracciones.



Figura 2.10 Evaluaciones en vertedores rectangulares sin contracciones.

El caudal teórico representado por la ecuación de Francis y el caudal real se estimaron mediante las siguientes ecuaciones:

$$Q_t = 0,0184b.H^{3/2} \quad (2.13)$$

$$Q_r = C_d \cdot Q_t \quad (2.14)$$

Donde Q_r es el caudal real ($L s^{-1}$); Q_t el caudal teórico ($L s^{-1}$); b ancho de la base del vertedor (cm); H la altura observada (cm); C_d el coeficiente de corrección que representa la pendiente de la función potencial obtenida de la relación funcional entre el caudal real y el caudal teórico.

La ecuación para la determinación del coeficiente de descarga se ajustó al siguiente modelo potencial:

$$C_d = Kb^{-n} \quad (2.15)$$

Donde b ancho de la base del vertedor (cm); K y n son constantes de ajustes del modelo obtenidas experimentalmente.

El modelo general para la estimación del caudal en el vertedor rectangular sin contracciones en función del ancho de la base del vertedor se obtuvo a través de funciones potenciales generada a partir del programa estadístico informático Statistical Package for the Social Sciences (SPSS). Este se escribe de la manera siguiente:

$$Q_{gen} = K.b.H^n \quad (2.16)$$

Donde Q_{gen} es el caudal general obtenido mediante el programa SPSS ($L s^{-1}$); b ancho de la base del vertedor (cm); H la altura observada (cm); n el exponente del modelo obtenido experimentalmente.

2.5 Evaluaciones en el vertedor rectangular con dos contracciones

Se diseñaron y construyeron nueve vertedores rectangulares con dos contracciones para diferentes valores de ancho de la base b (6,2; 10; 15,2; 20; 35; 40; 45; 50; 55) como se observa en las figuras 2.11 y 2.12.

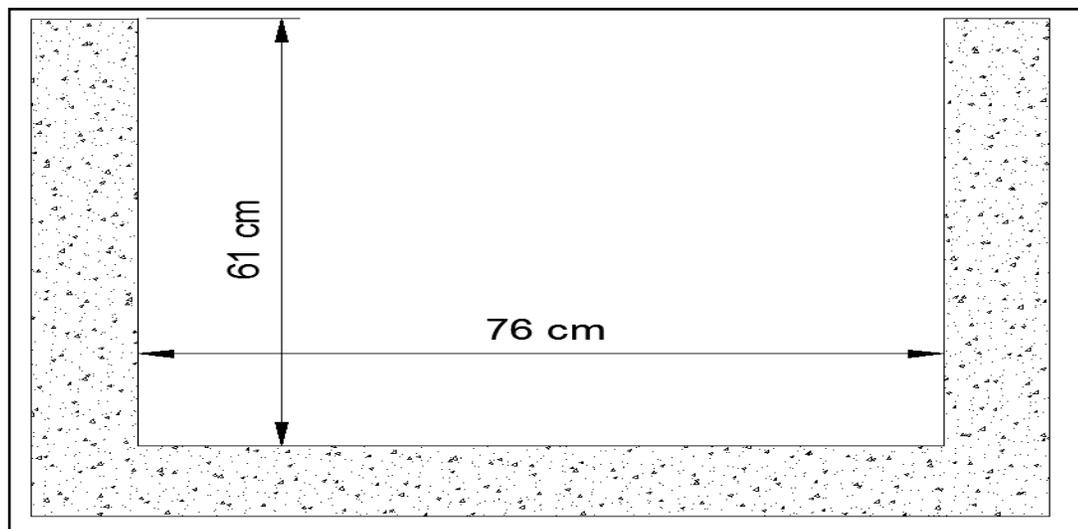


Figura 2.11 Dimension interna del canal rectangular con dos contracciones.



Figura 2.12 Evaluaciones en vertedores rectangulares con dos contracciones.

El caudal teórico representado por la ecuación de Francis y el caudal real se estimaron mediante las siguientes ecuaciones:

$$Q_t = 0,0184[b - (0,1.n.H)]H^{3/2} \quad (2.17)$$

$$Q_r = C_d \cdot Q_t \quad (2.18)$$

Donde Q_r es el caudal real ($L s^{-1}$); Q_t el caudal teórico ($L s^{-1}$); b ancho de la base del vertedor (cm); n el número de contracciones; H la altura observada (cm); C_d el coeficiente de corrección que representa la pendiente de la función potencial obtenida de la relación funcional entre el caudal real y el caudal teórico.

La ecuación para la determinación del coeficiente de descarga se ajustó al siguiente modelo potencial:

$$C_d = Kb^{-n} \quad (2.19)$$

Donde b ancho de la base del vertedor (cm); K y n son constantes de ajustes del modelo obtenidas experimentalmente.

El modelo general para la estimación del caudal en el vertedor rectangular sin contracciones en función ancho de la base del vertedor se obtuvo a través de funciones potenciales generada a partir del programa estadístico informático

Statistical Package for the Social Sciences (SPSS). Este se escribe de la manera siguiente:

$$Q_{gen} = K.b.H^n \quad (2.20)$$

Donde Q_{gen} es el caudal general obtenido mediante el programa SPSS ($L s^{-1}$); b ancho de la base del vertedor (cm); H la altura observada (cm); n el exponente del modelo obtenido experimentalmente.

2.6 Evaluaciones en el vertedor Sutro

Para el desarrollo de los experimentos se diseñaron y fabricaron nueve vertederos de tipo Sutro (figura 2.13 y 2.14) con dimensiones que fueron determinadas con la ecuación general correspondiente al vertedero simétrico como se escribe de las ecuaciones siguientes:

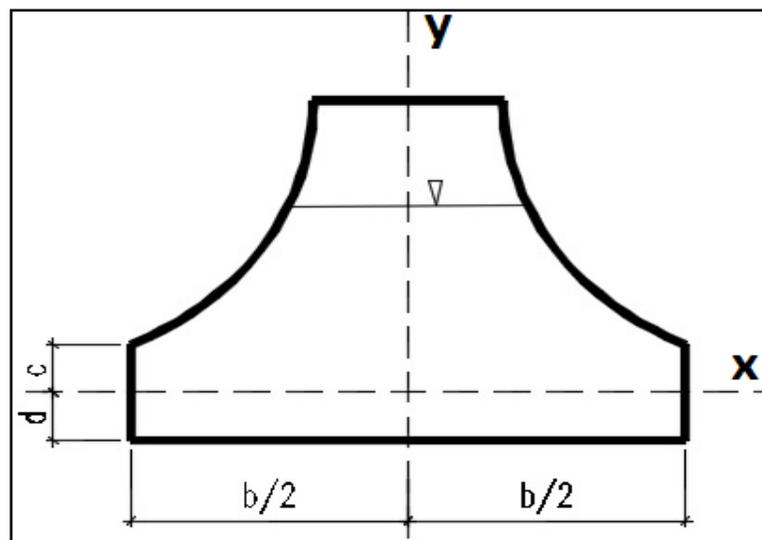


Figura 2.13 Esquema del vertedor Sutro dimensionado.



Figura 2.14 Evaluaciones en vertedores Sutros.

$$x = \left(\frac{a}{H} \right)^{0.5} \quad (2.21)$$

$$d = c = \frac{4a}{b^2} \quad (2.22)$$

Donde x es la distancia desde el centro del vertedor hasta el borde de la curvatura (cm); H la altura que alcanza el nivel de agua dentro del vertedor (cm); a la constante de curvatura del vertedor; b el ancho total del vertedor (cm); c y d ; componentes de la altura de la base rectangular (cm).

Cada vertedero fue diseñado para diferentes valores de la constante de curvatura a (5, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 90) que dieran un valor para x que no rebasara el ancho físico del canal.

Con el propósito de fijar el vertedero en la salida del canal hidrodinámico y evitar fugas o filtraciones que pudieran afectar las mediciones fue necesaria la colocación de tiras de caucho de 10 mm de ancho en el perímetro de todos los vertederos.

Las mediciones de altura (H) se realizaron en el canal hidráulico donde el caudal suministrado fue rigurosamente controlado para lograr su estabilización; sólo se consideró como lecturas válidas las que estuvieron por encima del valor $c+d$.

El caudal simulado en el vertedor mediante un modelo lineal se obtuvo a través de la ecuación siguiente:

$$Q_{lin} = m.H \quad (2.23)$$

Donde Q_{lin} es el caudal estimado mediante el modelo de función lineal ($L s^{-1}$); m la pendiente de la recta obtenida al relacionar las variables $Q = f(H)$; H la altura que alcanza el nivel de agua dentro del vertedor (cm).

El caudal teórico que representa el flujo a través de un vertedor Sutor se determinó a partir de la ecuación propuesta por Sotelo (2002) la cual se escribe como:

$$Q_{teo} = \pi \sqrt{2ga^{0.5}} H \quad (2.24)$$

Donde Q_{teo} es el caudal teórico calculado mediante la ecuación propuesta por Sotelo ($L s^{-1}$); a la constante de curvatura del vertedor; g la constante de la aceleración de la gravedad ($m s^{-2}$); H la altura que alcanza el nivel de agua dentro del vertedor (cm).

El caudal ajustado se estimó a partir de la ecuación propuesta por Sotelo afectada por un coeficiente de corrección μ el cual constituye un aporte teórico en esta investigación. La ecuación utilizada fue la siguiente:

$$Q_{ajus} = \mu(\pi \sqrt{2ga^{0.5}} H) \quad (2.25)$$

Se determina un coeficiente K de la forma:

$$K = \frac{\pi \sqrt{2ga^{0.5}}}{1000} \quad (2.26)$$

La ecuación (2.25) puede reescribirse como:

$$Q_{ajus} = \mu.K.H \quad (2.27)$$

Donde Q_{ajus} es el caudal ajustado ($L s^{-1}$); μ el coeficiente de corrección del caudal; K el coeficiente obtenido en la ecuación (2.26); H la altura que alcanza el nivel de agua dentro del vertedor (cm).

El modelo general para la estimación del caudal en función de cualquier valor de la constante de curvatura del vertedor se obtuvo a través de una función potencial generada a partir del programa estadístico informático Statistical Package for the Social Sciences (SPSS). Este se escribe de la manera siguiente:

$$Q_{gen} = K.a^n.H \quad (2.28)$$

Donde Q_{gen} es el caudal general obtenido mediante el programa SPSS ($L s^{-1}$); a la constante de curvatura del vertedor; n el exponente encontrado experimentalmente del vertedor Sutro construido; H la altura que alcanza el nivel de agua dentro del vertedor (cm).

La determinación de la velocidad del agua a la salida del vertedor Sutro se basó en la ecuación de continuidad y en la definición de un procedimiento para encontrar la velocidad media en este tipo de vertedor consistente en determinar la velocidad media para cada vertedero, tomándose en cuenta las velocidades donde su tirante sea como mínimo el 65% del tirante máximo.

$$Q = v.A \quad (2.29)$$

$$A = 2[b.c + 2a^{0.5}(H^{0.5} - c^{0.5})] \quad (2.30)$$

Donde Q es el caudal ($cm^3 s^{-1}$); v la velocidad ($cm s^{-1}$); A el área bajo la curva para un vertedero proporcional simétrico (cm^2).

2.7 Evaluaciones en los orificios

Para el desarrollo de los experimentos se diseñaron y fabricaron diez orificios con las siguientes dimensiones en sus diámetros Φ en centímetros (3,10; 5,10; 6,02; 7,3; 8,38; 8,94; 9,56; 11,78; 13,33; 15,06) como se muestra en las figuras 2.15 y 2.16.

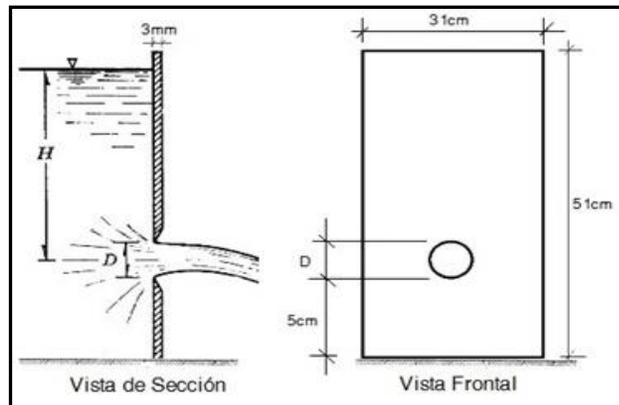


Figura 2.15 Esquema del orificio.



Figura 2.16 Evaluaciones en los orificios.

La placa principal posee 58 cm de altura, 31 cm de ancho y una perforación circular de 15 cm de diámetro. La distancia del borde inferior del orificio hacia la base de la placa es de 7,5 cm.

En esta primera placa se adaptaron individualmente nueve placas más de 20 cm de alto y 20 cm de ancho con perforaciones circulares desde 3 a 13 cm de diámetros.

La distancia del borde inferior del orificio hacia la parte más baja de la placa es de 8,5 cm con el propósito de tener el mayor número de variantes en la carga (H).

El área de la sección contraída se determinó para cada valor del diámetro contraído, el cual fue medido con el vernier (Pie de Rey) con una precisión de 0,1 cm, como se muestra en la figura 2.17. Se utilizó la siguiente ecuación:

$$A_c = \frac{\pi \cdot \Phi_c^2}{4} \quad (2.31)$$

Donde A_c es el área de la sección contraída (cm^2); Φ_c el diámetro de la sección contraída (cm).

El valor del coeficiente de contracción se calculó con la siguiente ecuación:

$$C_c = \frac{A_c}{A_o} \quad (2.32)$$

Donde C_c es el coeficiente de contracción; A_c el área de la sección contraída (cm^2); A_o el área de la sección transversal del orificio de pared delgada a través del cual fluye el fluido (cm^2).



Figura 2.17 Medición del diámetro contraído con el Pie de Rey.

La velocidad teórica se calculó mediante la ecuación siguiente:

$$v_t = \sqrt{2gH} \quad (2.33)$$

Donde v_t es la velocidad teórica en el área de la sección contraída (cm s^{-1}); H la carga aguas arriba del orificio de pared delgada (cm).

La velocidad real se calculó de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$v_r = \sqrt{2gh} \quad (2.34)$$

Donde v_r es la velocidad real en el área de la sección contraída (cm s^{-1}); h la altura entre el diferencial de presión en el tubo estático Prandtl (cm). Ver figura 2.18.



Figura 2.18 Medición de la velocidad experimental con el Tubo de Prandtl.

El valor del coeficiente de velocidad fue obtenido mediante la relación entre la velocidad real y la velocidad teórica en el área de la sección contraída a través de la ecuación siguiente:

$$C_v = \frac{v_r}{v_t} \quad (2.35)$$

Donde C_v es el coeficiente de velocidad; v_r la velocidad real en el área de la sección contraída (cm s^{-1}); v_t es la velocidad teórica en el área de la sección contraída (cm s^{-1}).

El valor del coeficiente de descarga fue obtenido con la ecuación que se muestra a continuación:

$$C_d = C_v \cdot C_c \quad (2.36)$$

Donde C_d es el coeficiente de descarga; C_v el coeficiente de velocidad; C_c el coeficiente de contracción.

El caudal teórico se determinó a partir del producto entre el área de la sección transversal del orificio de pared delgada y la velocidad teórica en el área de la sección contraída. La ecuación utilizada fue la siguiente:

$$Q_t = A_o \cdot v_t \quad (2.37)$$

Donde Q_t es el caudal teórico ($L s^{-1}$); A_o el área de la sección transversal del orificio de pared delgada (cm^2); v_t la velocidad teórica en el área de la sección contraída ($cm s^{-1}$).

El caudal real se determinó como sigue:

$$Q_r = C_d \cdot Q_t \quad (2.38)$$

Donde Q_r es el caudal real ($L s^{-1}$); C_d es el coeficiente de descarga; Q_t el caudal teórico ($L s^{-1}$).

El modelo general para la estimación del caudal en el orificio se obtuvo a través de una función potencial generada a partir del programa estadístico informático Statistical Package for the Social Sciences (SPSS). Este se escribe de la manera siguiente:

$$Q_{SPSS1} = K_1 \cdot A_o \sqrt{2g} \cdot H^{K_2} \quad (2.39)$$

$$Q_{SPSS2} = \frac{K_1 \cdot \phi_0^{K_2} \cdot A_o \cdot \sqrt{2gH}}{1000} \quad (2.40)$$

Donde Q_{SPSS} es el caudal general obtenido mediante el modelo generado con el programa SPSS ($L s^{-1}$); ϕ_0 el diámetro del orificio (cm); A_o el área de la sección transversal del orificio de pared delgada (cm^2); H la carga aguas arriba del orificio

de pared delgada (cm); K_1 y K_2 coeficientes de ajuste encontrados experimentalmente.

2.8 Validación de los modelos propuestos

La validación de los modelos propuestos se realizó mediante el Coeficiente de Determinación (R^2) y el Error Porcentual Medio. Este último es ampliamente utilizado para medir el desempeño de los modelos y considera que la validación es satisfactoria cuando el valor calculado es inferior al 20% (Zúñiga y Jordán, 2005). Se debe explicar que en el proceso de validación se utilizaron datos experimentales para la generación de los modelos y se reservó un juego de datos para comprobar su capacidad predictiva. La ecuación empleada fue la siguiente:

$$EPM = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{(Q_{obs} - Q_{sim})^2}{Q_{obs}} 100 \quad (2.41)$$

Donde EPM es el Error Porcentual Medio (%); Q_{obs} el caudal observado; Q_{sim} el caudal simulado; n el número de caudales pronosticados.

2.9 Impacto de la investigación en la esfera productiva

Se evaluó el impacto de la investigación mediante un estudio de caso que consistió en la instalación de un vertedor Cipolletti en un canal de riego ubicado en la aldea El Rancho, municipio San Agustín Acasaguastlán, Departamento de El Progreso. La selección de este dispositivo se realizó por su relativa simplicidad y precisión en la estimación de caudales.

Se realizó la evaluación de los costos económicos según criterio de Márquez *et al.* (2013) quienes afirman que, en caso de derivación del agua en un canal mediante el bombeo en sustitución de la realizada con dispositivo de aforo y obras de distribución, se deben estimar los costos de operación según la evapotranspiración y las características de la técnica de riego, debido a que las bombas requieren

energía en función del caudal y la presión de trabajo. La evaluación del consumo de energía eléctrica se realizó en una bomba de la marca Peerless con caudal de 250 L s⁻¹, CDT de 110 m y velocidad del rotor de 1775 rpm. El costo del consumo energético y la cantidad de energía se calculó como:

$$C_E = E.P_E \quad (2.42)$$

$$E = \frac{Q.H_T}{102.\eta_B.\eta_M} \quad (2.43)$$

$$Q = q_b.A \quad (2.44)$$

Donde C_E es el costo de la energía (\$); E la energía consumida (kWh); P_E el precio de la energía (\$ kWh⁻¹); Q el caudal requerido para el sistema de riego (L s⁻¹); H_T la altura manométrica total (m); η_B la eficiencia de la bomba; η_M la eficiencia del motor; q_b el hidromódulo bruto (L s⁻¹ ha⁻¹); A el área a regar (ha).

En este estudio la eficiencia de la bomba centrífuga se asumió de 60% y la del motor eléctrico que acciona la bomba del 80% según criterios del CNR (2000) y el hidromódulo bruto se determinó según Pacheco *et al.* (1995) mediante la ecuación siguiente:

$$q_b = \frac{L_n}{36.T.t.E_f} \quad (2.45)$$

$$L_n = L_r - P_e \quad (2.46)$$

Donde L_n es la lámina neta de riego (mm); T la duración de la jornada laboral (h); t el turno de riego (días); E_f la eficiencia del sistema de riego (adimensional); L_r la lámina de riego (mm); P_e la precipitación efectiva (mm).

La lámina de riego se determinó a partir de las propiedades hidrofísicas fundamentales del suelo Suchitepéquez (Sx) como se muestra en la tabla 2.1, según

estudios realizados en Guatemala por González (1991). Este correlaciona con un Alisol de la WRB (IUSS, 2007). La ecuación utilizada para calcular la lámina de riego fue la siguiente:

$$L_r = \frac{NAP \cdot (CC - PMP) \cdot \rho \cdot P_r}{1000} \quad (2.47)$$

Donde NAP el nivel de agotamiento permisible que se asumió igual a 55% por sugerencias de la OMW UPM (2017); CC la capacidad de campo (%); PMP el punto de marchitez permanente (%); ρ la densidad del suelo (g cm^{-3}); P_r la profundidad del suelo (cm).

Tabla 2.1 Propiedades hidrofísicas del suelo.

Propiedad	Valor
Densidad del suelo, ρ (g cm^{-3})	1,43
Capacidad de campo, CC (%)	26,7
Punto de marchites permanente, PMP (%)	12,6
Nivel de agotamiento permisible, NAP (%)	55,0

Las necesidades hídricas netas del cultivo se determinaron teniendo en cuenta la evapotranspiración mensual del cultivo de mayor demanda hídrica y la precipitación efectiva, según las ecuaciones siguientes.

$$N_n = ETc - P_e \quad (2.48)$$

$$P_e = 0,60P - 10 \quad \text{si } P \leq 75 \text{ mm} \quad (2.49)$$

$$P_e = 0,80P - 25 \quad \text{si } P > 75 \text{ mm} \quad (2.50)$$

Donde N_n son las necesidades hídricas netas del cultivo (mm); ETc la evapotranspiración del cultivo en el periodo de mayor demanda hídrica (mm dia^{-1}); P la precipitación mensual (mm); P_e la precipitación efectiva (mm) estimada por medio de la ecuación empírica propuesta por la (FAO, 2006).

La evapotranspiración del cultivo se calculó con datos de precipitación y temperatura de la estación pluviométrica Morazán en el periodo 1990-2003. Esta se encuentra localizada muy próxima a la zona de estudio, lo que permitió la utilización de la ecuación de Hargreaves de uso generalizado en Guatemala en la determinación de la evapotranspiración referencial. Los coeficientes K_c fueron obtenidos del plan maestro de riego y drenaje agrícola de Guatemala según el Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAGA, 2013).

3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este capítulo se presentan los resultados de las investigaciones desarrolladas en el Laboratorio de Mecánica de Fluidos e Hidráulica de la Universidad de San Carlos de Guatemala, donde se construyeron diferentes vertedores de tipo triangular, Cipolleti, rectangular, Sutro y orificios. Se demostró que los coeficientes de descarga no son constantes y que los modelos potenciales obtenidos con sus correspondientes coeficientes de descarga mejoran notablemente la precisión de estos dispositivos en la estimación del caudal en comparación con las ecuaciones teóricas. En el caso del vertedor Sutro se encontró un modelo matemático que relaciona acertadamente la velocidad media con la constante de curvatura. Se evaluó el funcionamiento de un vertedor Cipolleti instalado en un canal de riego situado en el municipio San Agustín Acasaguastlán, lográndose resultados satisfactorios en el control del agua y en el ahorro de recursos financieros y energéticos.

3.1 Ensayos en el vertedor triangular

3.1.1 Coeficiente de descarga C_d para el vertedor triangular

En la figura 3.1 se muestra el comportamiento del coeficiente de descarga C_d para la calibración de la ecuación de los vertedores triangulares de diferentes ángulos de abertura (θ) del vertedor triangular. Se comprobó que no hay un ajuste satisfactorio entre estos dos parámetros a partir de los modelos exponencial, lineal, potencial y polinómico de segundo orden; esto se debe a que el coeficiente de descarga manifiesta un comportamiento aleatorio respecto al ángulo de abertura.

No obstante, se encontró para el modelo polinomial de tercer orden un ajuste aceptable con un coeficiente de determinación de 0,8266; pero no tiene transcendencia a partir de la precisión que se persigue en esta investigación. El

análisis de este coeficiente de descarga indica que este tiene un comportamiento variable de forma decremental con valores desde 0,7802 hasta 0,6744.

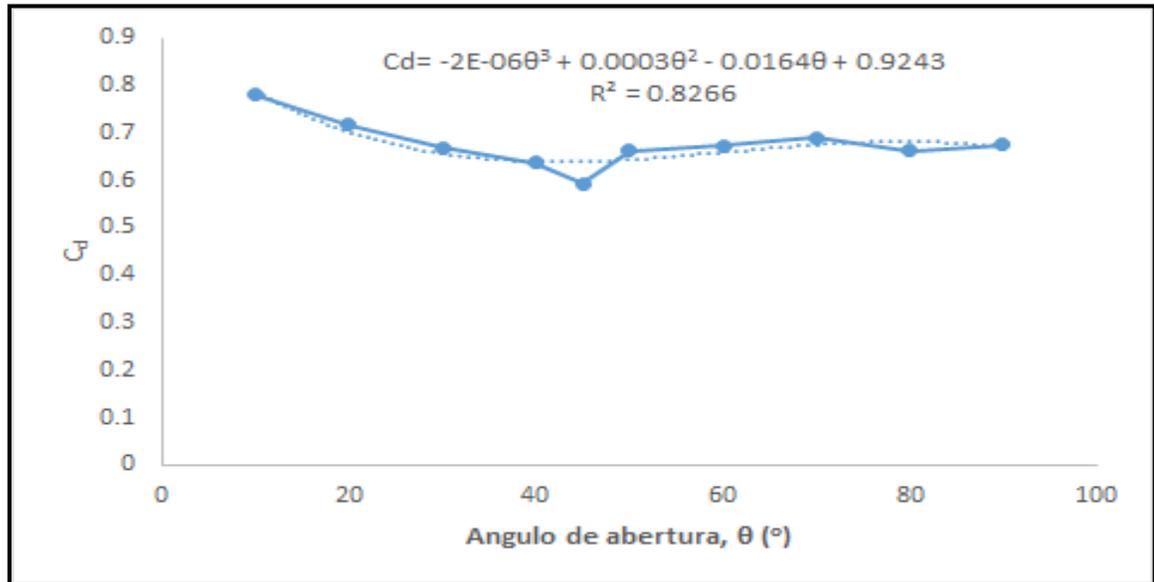


Figura 3.1 Relación entre el ángulo de apertura y el coeficiente de descarga.

3.1.2 Modelos de estimación de caudales en el vertedor triangular

En la tabla 3.1 se muestran los diferentes modelos encontrados en la investigación para la estimación del caudal descargado por los vertedores triangulares a partir del criterio del caudal real y el caudal teórico propuesto en la literatura especializada; así como el ajuste potencial de los datos experimentales para diferentes ángulos de apertura.

En esta tabla 3.1 se observa que el modelo que describe matemáticamente el caudal teórico mantiene fijo el exponente con valor de 5/2; mientras el coeficiente varió de forma incremental desde 0,0021 hasta 0,0236.

Con la introducción del coeficiente de descarga encontrado experimentalmente en las ecuaciones (2.2) y (2.3) se obtuvo el modelo potencial para la estimación del caudal real. En este caso se muestra el procedimiento proseguido para el vertedor triangular de 10°, el cual debe repetirse para el resto de las aberturas evaluadas:

$$Q_{real} = 0,7802 \left(0,002067H^{\frac{5}{2}} \right) \quad (3.1)$$

La ecuación definitiva quedó de la forma siguiente:

$$Q_{real} = 0.001613H^{\frac{5}{2}} \quad (3.2)$$

Tabla 3.1 Modelos para estimar el caudal en el vertedor triangular.

θ (°)	Q_t	Q_r	Q_{ajus}
10	$Q_t = 0,0021H^{5/2}$	$Q_r = 0,0016H^{5/2}$	$Q_{ajus} = 0,0031H^{2,2366}$
20	$Q_t = 0,0042H^{5/2}$	$Q_r = 0,0030H^{5/2}$	$Q_{ajus} = 0,0044H^{2,3399}$
30	$Q_t = 0,0063H^{5/2}$	$Q_r = 0,0042H^{5/2}$	$Q_{ajus} = 0,0045H^{2,4802}$
40	$Q_t = 0,0086H^{5/2}$	$Q_r = 0,0055H^{5/2}$	$Q_{ajus} = 0,0069H^{2,4054}$
45	$Q_t = 0,0098H^{5/2}$	$Q_r = 0,0058H^{5/2}$	$Q_{ajus} = 0,0060H^{2,4886}$
50	$Q_t = 0,0110H^{5/2}$	$Q_r = 0,0073H^{5/2}$	$Q_{ajus} = 0,0098H^{2,3807}$
60	$Q_t = 0,0136H^{5/2}$	$Q_r = 0,0091H^{5/2}$	$Q_{ajus} = 0,0118H^{2,4002}$
70	$Q_t = 0,0165H^{5/2}$	$Q_r = 0,0114H^{5/2}$	$Q_{exp} = 0,0221H^{2,2227}$
80	$Q_t = 0,0198H^{5/2}$	$Q_r = 0,0131H^{5/2}$	$Q_{exp} = 0,0146H^{2,4555}$
90	$Q_t = 0,0236H^{5/2}$	$Q_r = 0,0159H^{5/2}$	$Q_{exp} = 0,0195H^{2,4075}$

En la figura 3.2 se muestra la relación funcional entre el caudal teórico y el caudal real observado para un ángulo de abertura θ de 10°, la cual responde a una función lineal. Este valor representa el coeficiente de descarga para el vertedero triangular con esta abertura.

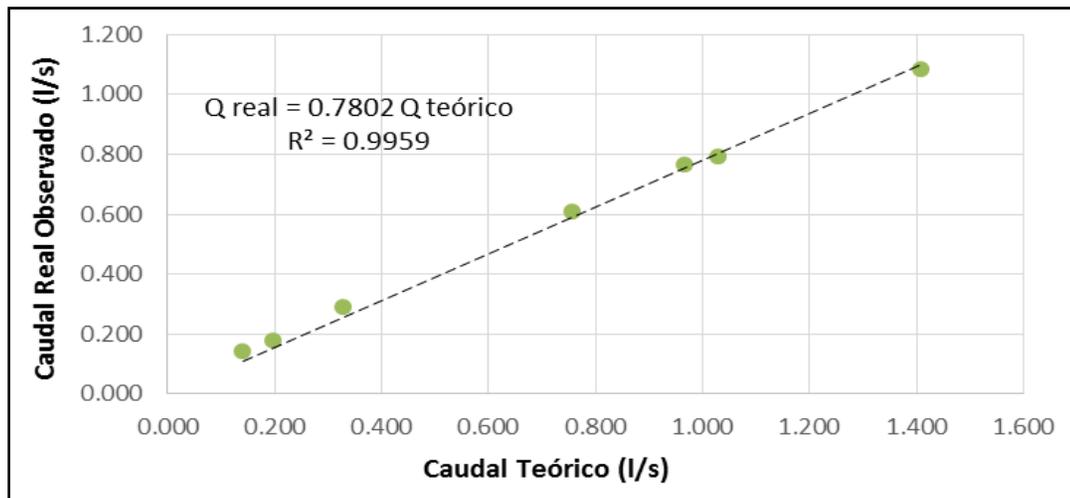


Figura 3.2 Coeficiente de descarga C_d en el vertedor triangular de 10

Teniéndose en cuenta que los resultados alcanzados para el caudal real corregido mediante el coeficiente de descarga C_d y el caudal teórico, se muestra en la figura 3.3 el comportamiento de estos dos modelos en función de la altura observada sobre la cresta del vertedor. Los valores que se presentan corresponden a una abertura de 10° ; pudiéndose observar como en la medida en que se incrementa la altura del agua, disminuye notablemente el valor del caudal real por el efecto del coeficiente de descarga que se comporta como un factor de aminoración del valor del caudal teórico.

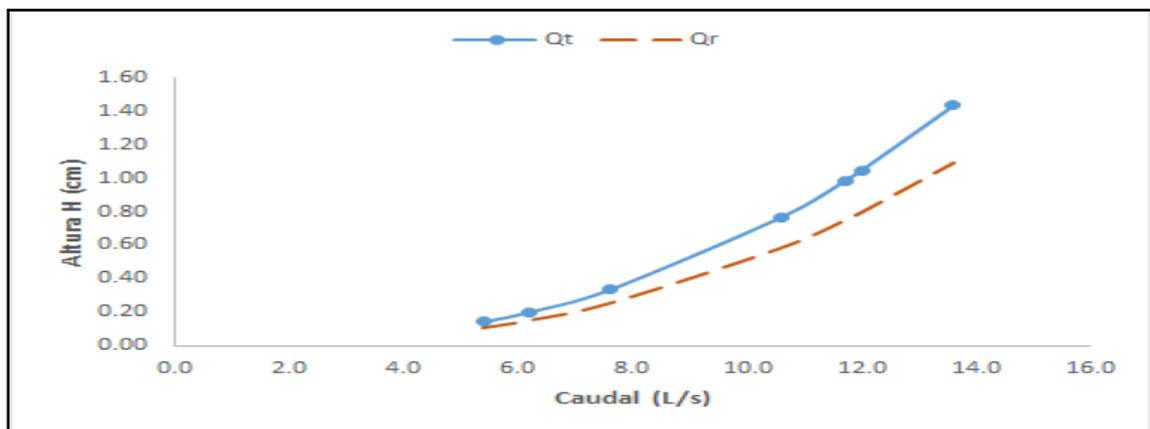


Figura 3.3 Caudal teórico y real corregido con el C_d . Vertedor triangular de 10°

El modelo potencial del tipo $Q_{ajus}=K.H^n$ obtenido mediante el ajuste de los caudales medidos experimentalmente respecto a la altura del agua observada demostró que tanto el coeficiente como el exponente variaron de manera diferente; es decir, el coeficiente disminuye desde 0,0031 hasta 0,0195; mientras que el exponente mostró un comportamiento aleatorio, desde un valor mínimo de 2,2366 hasta un máximo de 2,4886.

3.1.3 Modelo generado con el programa SPSS en el vertedor triangular

Según lo observado en este estudio, se tiene que el coeficiente de descarga C_d no mantuvo un comportamiento constante en los vertedores triangulares evaluados, debido a la variación del ángulo de abertura; en este caso se recurrió al programa informático SPSS con el que se generó el modelo matemático que se muestra en la ecuación (3.3) para la obtención del caudal que suministra el vertedor (Q_{gen}), el cual relaciona el ángulo de abertura (θ) con la altura del agua (H); esto es:

$$Q_{gen} = 0,016 \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) H^{\frac{5}{2}} \quad (3.3)$$

$$R^2 = 0.995$$

El uso de vertedores triangulares es muy importante en la ingeniería del riego superficial; particularmente en las técnicas de riego por surcos donde el control del caudal en el área unitaria de riego puede realizarse de forma satisfactoria y se cuenta con una adecuada calibración de estos dispositivos. Este tipo de vertedor es muy empleado por su exactitud en el control de caudales pequeños que se suministran en el método de riego (Bello y Pino, 2000; García, 2015; Núñez, 2015).

3.2 Ensayos en el vertedor Cipolletti

3.2.1 Parámetros K y n para el modelo exponencial

En la figura 3.4 se presentan los resultados alcanzados en condiciones de laboratorio de los parámetros K y n respecto al valor de la base del vertedor. Se comprobó que ambos parámetros se relacionan con la base del vertedor (b)

mediante una función polinomial de segundo orden. En el caso del parámetro n el coeficiente de determinación encontrado fue aceptable con valor de 0,70; sin embargo, el parámetro K alcanzó un ajuste excelente con un coeficiente de determinación superior a 0,970. Estos resultados permitieron la construcción del modelo exponencial del tipo $Q_{exp}=KH^n$ para la simulación de los caudales experimentales en cada vertedor evaluado.

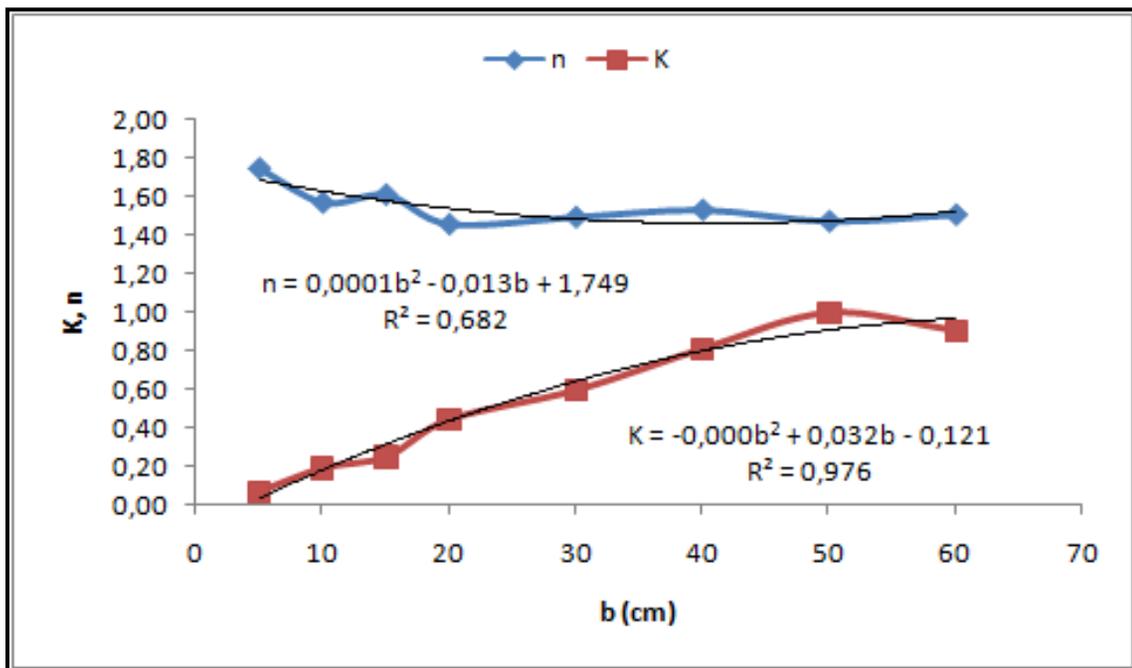


Figura 3.4 Relación entre la base del vertedor y los parámetros K y n .

3.2.2 Coeficiente de descarga C_d para el vertedor Cipolletti

En la figura 3.5 se muestra el comportamiento del coeficiente de descarga C_d para la calibración de la ecuación del vertedor Cipolletti. El exponente de esta función tiene pendiente negativa; lo que indica que en la medida en que el valor del ancho de la base se incrementa; se reduce de forma proporcional el coeficiente de descarga. Los valores de este coeficiente encontrado en esta investigación oscilan entre 1,01 y 1.31.

Autores como Arteaga (1993), Roldán et al. (1999) y Pérez (2015) ofrecen coeficientes de descarga entre 0,66 y 0,75 para condiciones similares de altura del

agua sobre la cresta, lo que indica que el vertedor Cipolletti evaluado en esta investigación presenta una capacidad superior para la descarga de flujo, lo cual es importante para decidir su utilización en obras hidráulicas en función del caudal que requiera ser desaguado.

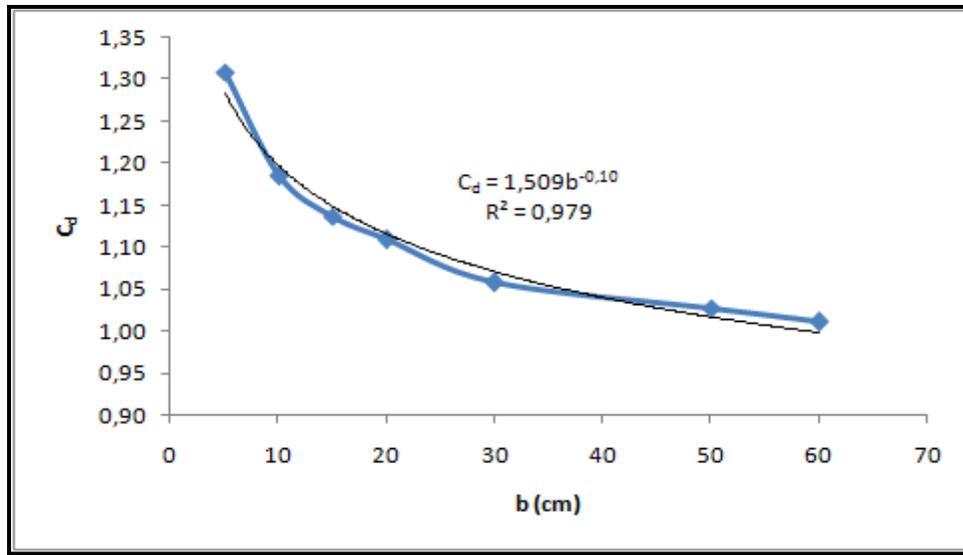


Figura 3.5 Relación entre la base y el coeficiente de descarga.

3.2.3 Modelos de estimación de caudales en el vertedor Cipolletti

En la tabla 3.2 se exponen los modelos Q_{exp} y Q_{calib} encontrados para la estimación del caudal en vertedores Cipolletti. En el modelo que permite determinar el caudal Q_{exp} se encontró que el coeficiente K varió en el rango 0,07 - 0,99 con una tendencia creciente en la medida en que se incrementó el valor de la base y el exponente n alcanzó valores en el entorno de 1,51-1,75.

En el modelo que permite determinar el caudal Q_{calib} el exponente se mantuvo fijo con un valor de 3/2; pero el coeficiente se comportó de manera similar al modelo descrito anteriormente con valores comprendidos entre 0,12-1,13.

Tabla 3.2 Modelos encontrados para la estimación del caudal.

Base (cm)	Q_{exp}	Q_{calib}
5	$Q_{exp}=0,0709H^{1,745}$	$Q_{calib}=0,1216H^{3/2}$
10	$Q_{exp}=0,1919H^{1,570}$	$Q_{calib}=0,2203H^{3/2}$
15	$Q_{exp}=0,2500H^{1,610}$	$Q_{calib}=0,3169H^{3/2}$
20	$Q_{exp}=0,4446H^{1,458}$	$Q_{calib}=0,4125H^{3/2}$
30	$Q_{exp}=0,5957H^{1,495}$	$Q_{calib}=0,5902H^{3/2}$
40	$Q_{exp}=0,8110H^{1,532}$	$Q_{calib}=0,8677H^{3/2}$
50	$Q_{exp}=0,9977H^{1,473}$	$Q_{calib}=0,9552H^{3/2}$
60	$Q_{exp}=0,9057H^{1,507}$	$Q_{calib}=1,1276H^{3/2}$

En la propia tabla 3.2 se comprueba que para la estimación de los caudales Q_{exp} y Q_{calib} se requiere una función específica para cada ancho de la base; sin embargo, este inconveniente fue resuelto mediante la deducción de una ecuación experimental general deducida de la forma siguiente:

$$C_d = 1,509b^{-0,10} \quad (3.4)$$

La sustitución de la ecuación (3.4) en la ecuación (2.11) resulta:

$$Q_{gen1} = 0,02808b^{0,899} H^{3/2} \quad (3.5)$$

Donde Q_{gen1} es el caudal obtenido con la ecuación experimental general ($L s^{-1}$); b la base del vertedor (cm); H la altura de la carga observada (cm).

3.2.4 Modelo generado con el programa SPSS en el vertedor Cipolletti

El modelo general para estimar el caudal del vertedor obtenido mediante el programa SPSS (Q_{gen2}) se expone a continuación:

$$Q_{gen2} = 0,015.b.H^{1,677} \quad (3.6)$$

$$R^2 = 0.992$$

Este modelo es de tipo potencial con exponente de 1,677 y coeficiente de 0,015 permite estimar el valor del caudal que descarga un vertedor Cipolletti para los diferentes valores evaluados de la base (b) a partir de la medición de la altura del agua sobre la escotadura (H).

3.3 Ensayos en el vertedor rectangular sin contracciones

3.3.1 Coeficiente de descarga C_d para el vertedor rectangular sin contracciones

En la figura 3.6 se muestra el comportamiento del coeficiente de descarga C_d para la calibración de la ecuación de los vertedores rectangulares sin contracciones con diferentes anchos de la base (b). Los resultados permitieron confirmar que entre estos dos parámetros existe una adecuada relación funcional expresada a través de un modelo potencial con pendiente negativa. Este modelo presentó un elevado coeficiente de determinación con valor de 0,9932.

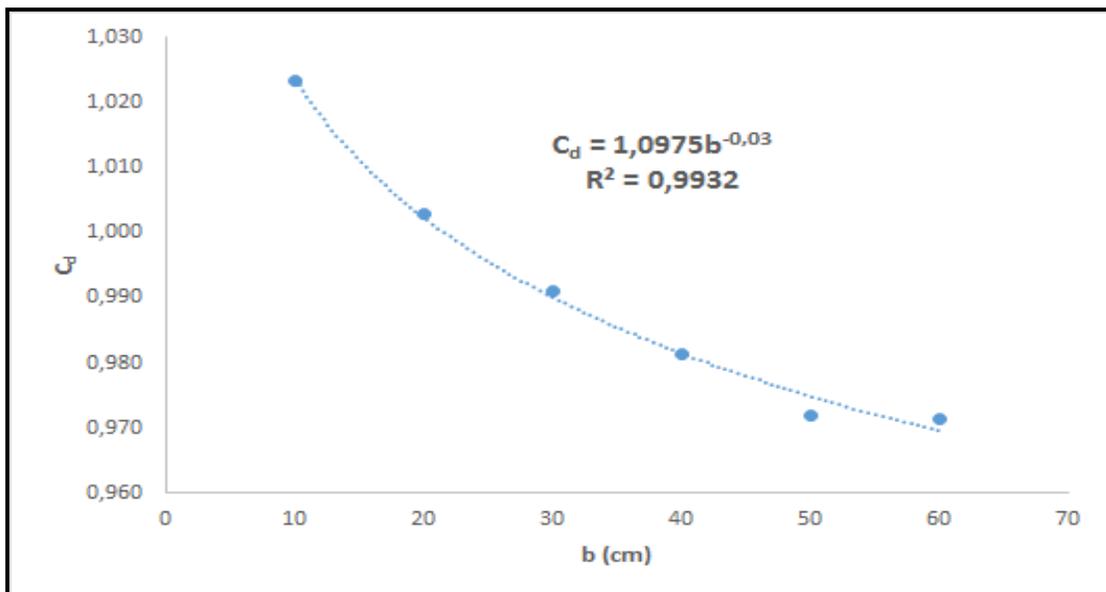


Figura 3.6 Relación entre el ancho de la base y el coeficiente de descarga.

3.3.2 Modelos de estimación de caudales en el vertedor rectangular sin contracciones

En la tabla 3.3 se presentan los modelos teóricos y ajustados para la estimación del caudal descargado por los vertedores rectangulares sin contracción en función del ancho de la base (b) y la altura del agua sobre la cresta (H). En la valoración del caudal por medio del modelo teórico (Q_t) se encontró que para un exponente fijo con valor de $\frac{3}{4}$, el coeficiente de la función varía de forma aleatoria entre los valores de 0,184 a 0,368; por lo que no fue posible lograr un ajuste apropiado a una expresión matemática determinada.

La utilización del coeficiente de descarga como factor de corrección del caudal teórico permitió el cálculo del caudal ajustado (Q_{ajust}). En este modelo se encontró un comportamiento diferente; pues el exponente de la función se incrementa proporcionalmente en correspondencia con el aumento de la altura del agua sobre el vertedor desde 0,1823 a 1,3303; mientras que el exponente disminuye en el límite de 1,6996-1,3796.

Tabla 3.3 Modelos obtenidos en el vertedor rectangular sin contracciones.

b (cm)	Q_t	Q_{ajus}
10	$Q_t=0,184H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,1823H^{1,5149}$
20	$Q_t=0,368H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,2361H^{1,6996}$
30	$Q_t=0,552H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,6125H^{1,4474}$
40	$Q_t=0,736H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,8482H^{1,4304}$
50	$Q_t=0,920H^{3/2}$	$Q_{ajus}=1,0819H^{1,4087}$
60	$Q_t=1,104H^{3/2}$	$Q_{ajus}=1,3303H^{1,3796}$

3.3.3 Modelo generado con el programa SPSS en el vertedor rectangular sin contracciones

En la investigación se dedujeron dos modelos diferentes a partir de la herramienta SPSS para la estimación del caudal en vertedores rectangulares sin contracciones. En ambos casos se utilizaron valores de ancho de la base y altura de la lámina de agua sobre el vertedor; obteniéndose los resultados siguientes:

$$Q_{gen1} = 0,0202b^{0,97}H^{\frac{3}{2}} \quad (3.7)$$

$$R^2 = 0.994$$

$$Q_{gen2} = 0,0182bH^{\frac{3}{2}} \quad (3.8)$$

$$R^2 = 0.993$$

En las ecuaciones anteriores se observa que ambas presentan la misma estructura algebraica; pero se diferencian en el coeficiente de la función que en el primer caso 0,0202 y en el segundo 0,0182; así como en el exponente de la base del vertedor. En el primer caso el exponente presenta un valor inferior a la unidad.

Como puede notarse en estos modelos la altura de la lámina de agua y el ancho de su base constituyen los parámetros principales en la estimación del caudal en vertedores rectangulares sin contracción; lo cual coincide con los resultados alcanzados por Chason (2004) y White (2015) que le permitieron afirmar que la modelación matemática es la respuesta hidráulica de un vertedor para medir el flujo que circula sobre esta estructura.

3.4 Ensayos en el vertedor rectangular con dos contracciones

3.4.1 Coeficiente de descarga C_d para el vertedor rectangular con dos contracciones

El coeficiente de descarga C_d útil para la calibración de la ecuación de los vertedores rectangulares con dos contracciones y diferentes anchos de la base (b) se muestra en la figura 3.7. Este coeficiente se ajustó satisfactoriamente a una función potencial con exponente negativo de 0,131 y alto coeficiente de determinación con valor de 0,9947.

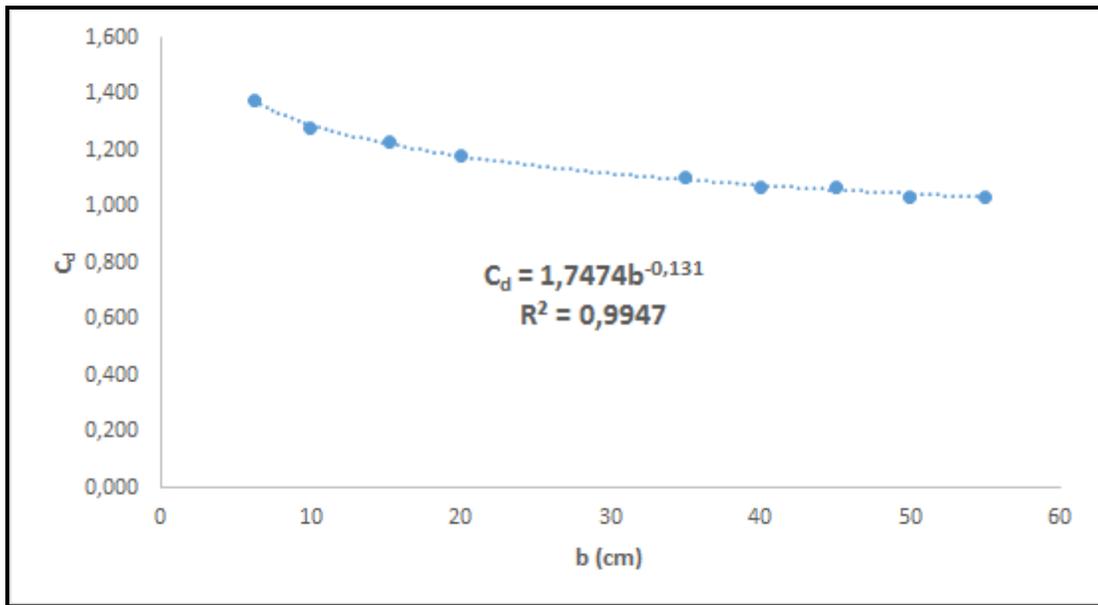


Figura 3.7 Relación entre el ancho de la base y el coeficiente de descarga.

3.4.2 Modelos de estimación de caudales en el vertedor rectangular con dos contracciones

Los modelos teóricos y ajustados para la determinación del caudal que aportan los vertedores rectangulares con dos contracciones en función del ancho de la base (b) y la altura del agua sobre la cresta (H) se exponen en la tabla 3.4 en la cual se destaca que el modelo teórico utilizado consistió en la ecuación de Francis adecuada a las condiciones de diseño de los vertedores evaluados, particularmente el ancho en que ocurre el vertimiento del flujo sobre la estructura.

En el mismo sentido se debe significar que el modelo ajustado incluyó el coeficiente de descarga calculado anteriormente para su calibración y se sustentó en una función exponencial del tipo $Q=KH^n$ donde los valores experimentales de K y n variaron en correspondencia de las características geométricas e hidráulica de cada vertedor ensayado. Los valores del coeficiente K manifestaron un amplio rango de fluctuación desde 0,1040 hasta 1,0148; sin embargo, en el caso del exponente n la variación fue mucho más estrecha en el rango comprendido entre 1,3837 y 1,5914.

Tabla 3.4 Modelos obtenidos en el vertedor rectangular con dos contracciones.

<i>b</i> (cm)	Q_t	Q_{ajus}
6,2	$Q_t=0,0184(6,2-0,2H)H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,1040H^{1,5308}$
10,0	$Q_t=0,0184(10-0,2H)H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,2367H^{1,4126}$
15,2	$Q_t=0,0184(15,2-0,2H)H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,3277H^{1,4701}$
20,0	$Q_t=0,0184(20-0,2H)H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,3418H^{1,5892}$
35,0	$Q_t=0,0184(35-0,2H)H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,7566 H^{1,4466}$
40,0	$Q_t=0,0184(40-0,2H)H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,9453 H^{1,3837}$
45,0	$Q_t=0,0184(45-0,2H)H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,8912 H^{1,4856}$
50,0	$Q_t=0,0184(50-0,2H)H^{3/2}$	$Q_{ajus}=1,0148 H^{1,4506}$
55,0	$Q_t=0,0184(55-0,2H)H^{3/2}$	$Q_{ajus}=0,8862H^{1,5914}$

3.4.3 Modelo generado con el programa SPSS en el vertedor rectangular con dos contracciones

La utilización de la herramienta informática SPSS contribuyó al desarrollo de dos nuevos modelos para la cuantificación del caudal descargado por los vertedores rectangulares con dos contracciones. Los modelos propuestos fueron los siguientes:

$$Q_{gen1} = 0,016(b - 0,2H)H^{1,613} \quad (3.9)$$

$$R^2 = 0.964$$

$$Q_{gen2} = \{1,7567b^{-0,132} [0,0184(b - 0,2.H)]\} \cdot H^{3/2} \quad (3.10)$$

$$R^2 = 0.991$$

En el primer modelo se mantuvo el termino $(b - 0,2H)$ propuesto por Francis para vertedores rectangulares con dos contracciones; sin embargo, se propusieron modificaciones en el coeficiente y en el exponente de la manera que se explica seguidamente: el coeficiente obtenido con valor de 0,016 fue menor que 0,0184 propuesto por Francis y el exponente encontrado con valor de 1,613 fue superior a 1,50 (3/2) que es el sugerido por Francis.

En el segundo modelo se mantuvieron los términos $(b - 0,2H)$ y $H^{3/2}$; pero se adicionó el nuevo termino $1,7567b^{-0,132}$ que funciona como factor de corrección para

la calibración de la ecuación teórica de Francis para vertedores rectangulares con dos contracciones.

Los resultados de esta investigación permiten corregir los resultados en la medición de los caudales con la utilización de vertedores rectangulares con dos contracciones. De esta manera se contribuye a la conservación de los recursos hídricos y al ahorro de energía, debido a que estas estructuras son las más utilizadas según Azevedo y Acosta (1975) en los aforos en conductos abiertos.

3.5 Ensayos en el vertedor Sutro

3.5.1 Modelos para la estimación de caudales en el vertedor Sutro

En la tabla 3.5 se exponen las diferentes ecuaciones correspondientes al modelo lineal (Q_{lin}) en vertedores Sutro para diferentes valores de la constante de curvatura. Se observa que los modelos encontrados se ajustan adecuadamente a los datos experimentales debido a que el coeficiente de determinación encontrado fue superior a 0,997 y que la pendiente de la curva de ajuste lineal (m) se incrementa de forma gradual desde 0,2335 hasta 0,8623.

En la propia tabla 3.5 se muestran los valores de μ y K . El coeficiente μ fue calculado en esta investigación para la corrección de la ecuación propuesta por Sotelo. Este se comportó de forma variable en todas las evaluaciones realizadas con valores descendentes desde 0,7504 hasta 0,6532. El coeficiente K que agrupa a la constante de curvatura del vertedor y a la gravedad dentro de la ecuación de Sotelo, también varió, pero de forma incremental desde 0,3112 a 1,3201.

Tabla 3.5 Modelos lineales y coeficientes μ y K .

a	Q_{lin}	R^2	μ	K
5	$Q = 0,2335H$	0,9986	0,7504	0,3112
10	$Q = 0,3279H$	0,9997	0,7452	0,4400
20	$Q = 0,4450H$	0,9998	0,7151	0,6223
30	$Q = 0,5264H$	0,9998	0,6906	0,7622
40	$Q = 0,6390H$	0,9994	0,7261	0,8801
50	$Q = 0,6963H$	0,9988	0,7077	0,9840

60	$Q = 0,7796H$	0,9977	0,7232	1,0779
70	$Q = 0,8557H$	0,9972	0,7350	1,1643
90	$Q = 0,8623H$	0,9976	0,6532	1,3201

3.5.2 Parámetros μ y m respecto a la constante de curvatura

En la figura 3.8 se presentan los resultados de la relación funcional entre el coeficiente μ y el parámetro a ; en la cual se comprueba que entre estos dos parámetros no existe una correlación de tipo potencial, con un coeficiente de determinación aceptable; por lo que no tiene importancia práctica acorde con los objetivos de la investigación.

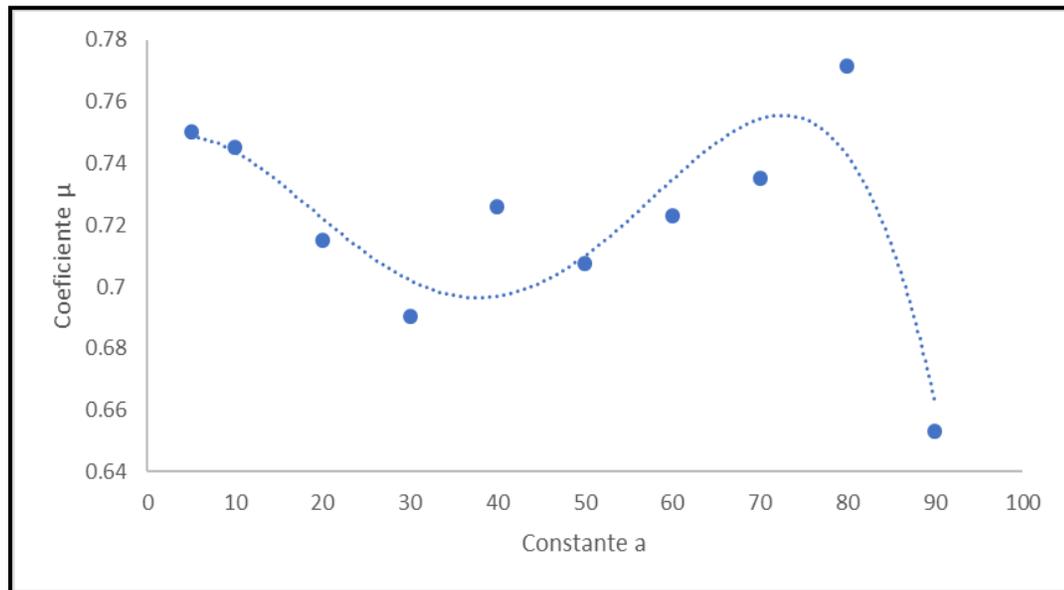


Figura 3.8 Relación entre el coeficiente μ y la constante de curvatura.

Por el contrario, la relación entre la pendiente de la curva de ajuste lineal (m) y la constante de curvatura del vertedor respondió de forma satisfactoria a una función potencial del tipo $m = \alpha a^\beta$ con un coeficiente de terminación alto de 0,9945 como se muestra en la figura 3.9.

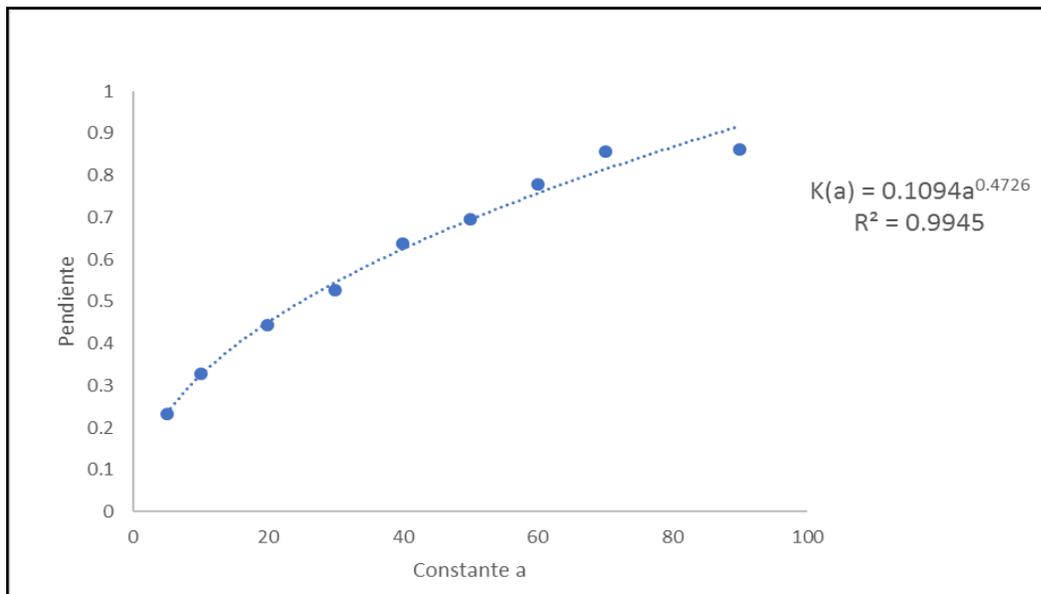


Figura 3.9 Relación entre el coeficiente m y la constante de curvatura.

A partir de los resultados alcanzados en la figura 3.9, se hicieron las deducciones matemáticas que se demuestran a continuación:

Si se hace una comparación entre la ecuación (2.23) que estima el caudal del vertedor mediante un modelo lineal (Q_{lin}) y la ecuación (2.25) para la determinación del caudal ajustado a partir de la ecuación propuesta por Sotelo afectada por el coeficiente de corrección μ , se puede escribir que por analogía el, coeficiente m puede calcularse como:

$$m = \pi \sqrt{2g} \mu a^{0.5} \quad (3.11)$$

Según el gráfico 3.9 la pendiente m también puede calcularse por la ecuación siguiente:

$$m = 0,1094a^{0,4726} \quad (3.12)$$

Si se igualan ambos coeficientes m y luego se despeja μ , se obtiene un nuevo valor de este coeficiente en función de la constante de curvatura del vertedor; esto es:

$$\pi\sqrt{2g\mu a}^{0,5} = 0,1094a^{0,4726} \quad (3.13)$$

Despejando se obtiene el valor de μ :

$$\mu = \frac{0,1094a^{0,4726}}{\pi\sqrt{2g\mu a}^{0,5}} \quad (3.14)$$

Si se introduce en la ecuación (3.14) el valor de la aceleración de la gravedad ($g = 981 \text{ cm s}^{-2}$) se obtiene:

$$\mu = \frac{7,86 \cdot 10^{-4}}{a^{0,0274}} \quad (3.15)$$

Este nuevo valor de μ presenta una mejor relación funcional con la constante de curvatura del vertedor (a) y responde acertadamente a una función potencial como se observa que la figura 3.10 con elevado coeficiente de determinación de 0,999; por lo que se adapta adecuadamente a las características del funcionamiento del vertedor Sutro.

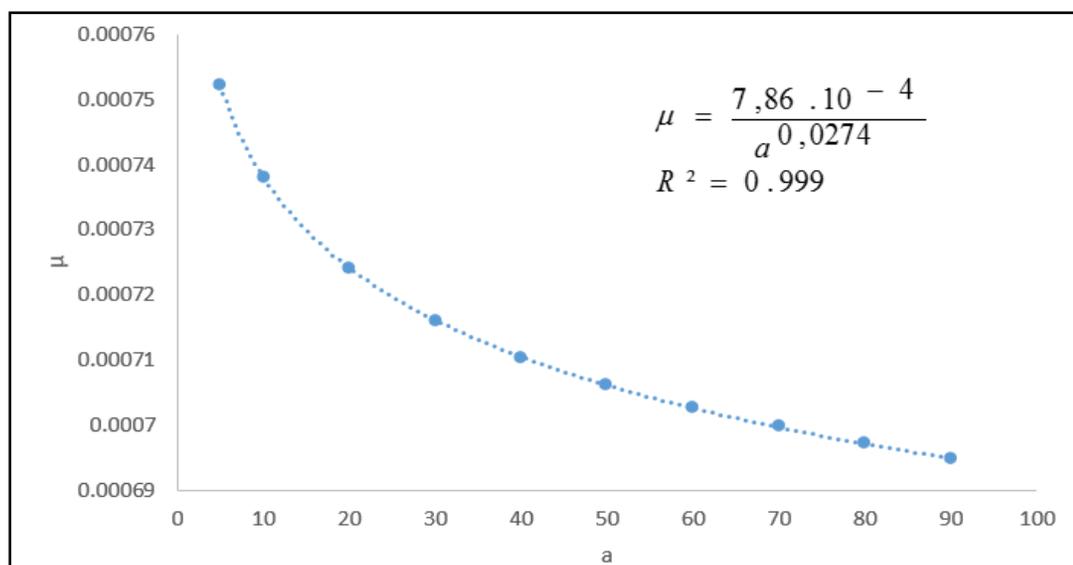


Figura 3.10 Relación entre el nuevo valor de μ y la constante de curvatura.

El modelo general para estimar el caudal del vertedor Sutro obtenido mediante el programa SPSS (Q_{gen}) es el siguiente:

$$Q_{gen} = 0,152653.a^{0,364}.H \quad (3.16)$$
$$R^2 = 0.972$$

Este modelo permite estimar el valor del caudal que descarga un vertedor Sutro para cualquier valor de la constante de curvatura (a) a partir de la medición de la altura del agua sobre la escotadura (H). La comparación de este modelo con la ecuación propuesta por Sotelo permite ver que el exponente de la constante de curvatura a no es igual a 0,5; por tanto, el uso arbitrario del valor del exponente de 0,5 conduce a un error en la estimación del caudal.

Los resultados expuestos confirmaron que el proceso de calibración utilizado en la investigación fue acertado, lo que confirma la validez de la modelación del funcionamiento de una obra hidráulica en condiciones de laboratorio a partir de mediciones como como ha sido demostrado por León y Herrera (2012).

En la misma línea la investigación permitió encontrar una relación acertada entre la velocidad del flujo de agua a la salida del vertedor y la constante de curvatura como se muestra en la figura 3.11. El modelo encontrado fue del tipo lineal simple con pendiente negativa de 0,2814 y coeficiente de determinación aceptable de 0,8961; esta representa la constante de curvatura del vertedor.

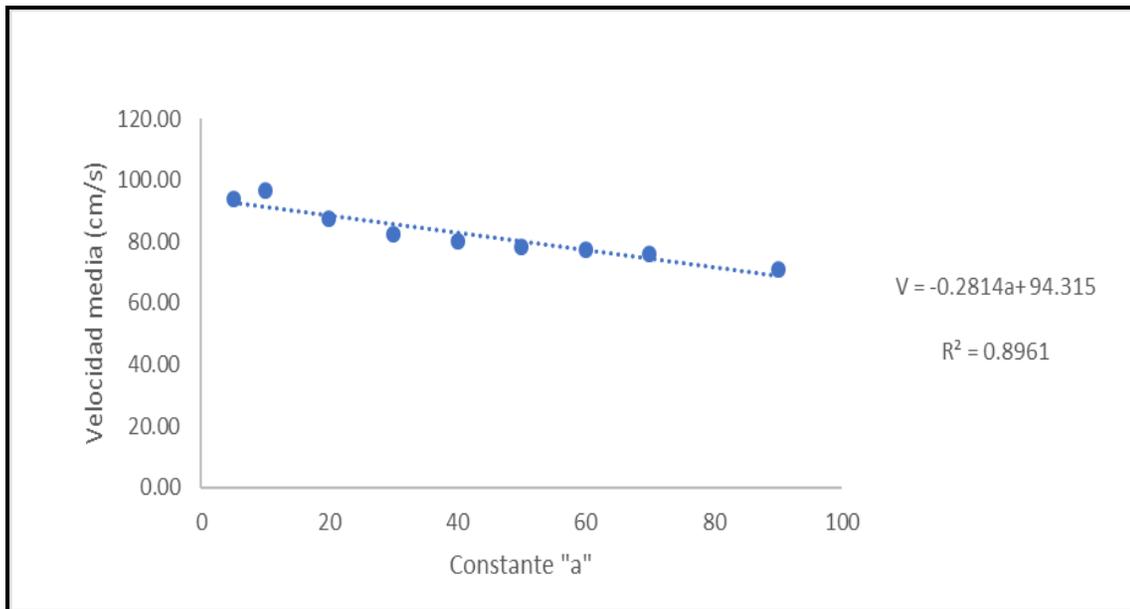


Figura 3.11. Relación entre el nuevo valor de v_m y la constante de curvatura.

3.6 Ensayos en el orificio

3.6.1 Coeficiente de descarga C_d para el orificio

Los caudales observados (Q_{obs}) y los teóricos (Q_t) medidos en cada prueba realizada se relacionaron a través de un gráfico con su línea de tendencia correspondiente, lo que permitió obtener una ecuación lineal para el coeficiente de descarga en función del diámetro de la abertura del orificio.

$$C_d = FC_1 \cdot \Phi_o \quad (3.17)$$

Donde C_d es el coeficiente de descarga del orificio; FC_1 el factor de corrección de la ecuación para la estimación del coeficiente de descarga en función del diámetro del orificio; Φ_o el diámetro del orificio (cm).

Los valores del factor de corrección encontrado en la ecuación anterior se ajustaron a una ecuación potencial con pendiente negativa con valor de 0,072, obteniéndose una nueva función de calibración para el coeficiente de descarga que se escribe de la forma siguiente:

$$C_d = F_{C_2} \cdot \Phi_o^{-0,072} \quad (3.18)$$

En la investigación se corroboró que si el coeficiente de descarga se pone en función del área del orificio genera el mismo resultado que se encontró en términos del diámetro. Los valores experimentales de los factores de corrección de las ecuaciones (3.17) y (3.18) se presentan en la tabla 3.6 para diferentes valores de diámetro del orificio.

Tabla 3.6 Factores de corrección para los coeficientes de descargas.

Φ_o (cm)	F_{C_1}	F_{C_2}
3,10	0,7276	1,0419
5,10	0,7391	1,0304
6,01	0,7020	1,0225
7,30	0,7091	1,0127
8,38	0,6934	0,9929
8,95	0,6781	0,9953
9,56	0,6657	0,9924
11,78	0,6684	1,0102
13,33	0,6800	0,9752
15,06	0,6489	0,9813

La sustitución del coeficiente de descarga según la expresión (3.18) en la ecuación para estimar el caudal real (2.38) se obtuvo la ecuación general para estimar la descarga en orificios de pared delgada:

$$Q_{gen} = 0,7942 \cdot \Phi_o^{-0,072} \cdot A_o \cdot \sqrt{2gH} \quad (3.19)$$

$R^2 = 0.93$

Al relacionar nuevamente los caudales observados (Q_{obs}) con los estimados mediante la ecuación general (3.19) a través de una función lineal; considerándose además que el coeficiente de descarga es el producto de $C_c \cdot C_v$ como se muestra en la ecuación (2.36) se obtuvo la siguiente ecuación para calcular el coeficiente de descarga del orificio.

$$C_d = FC_2 \cdot C_c \cdot C_v \quad (3.20)$$

Donde C_c es el coeficiente de contracción y C_v el coeficiente de velocidad.

La sustitución de la ecuación para calcular el coeficiente de descarga (3.18) en la ecuación para estimar el caudal real (2.38) permitió encontrar la ecuación para estimar el caudal que pasa por un orificio de pared delgada en función del coeficiente de contracción, el coeficiente de velocidad, el área del orificio y la carga aguas arriba del orificio.

$$Q = FC_2 \cdot C_c \cdot C_v \cdot A_o \cdot \sqrt{2gH} \quad (3.21)$$

3.6.2 Modelos de estimación de caudales en el orificio

Los modelos teóricos y ajustados para la estimación del caudal descargado por los orificios en función del diámetro del orificio (Φ_o) y la altura del agua sobre la cresta (H) se muestran en la tabla 3.7 en la que se observa que en ambos modelos el exponente tiene un valor fijo de $\frac{1}{2}$; sin embargo, el coeficiente de la función varía de forma decreciente entre los valores de 7,548 a 178,132 y de 0,7391 a 0,6489 respectivamente.

Tabla 3.7 Modelos obtenidos en el orificio para diferentes valores de diámetro.

Φ_o (cm)	Q_t	Q_{ajus}
3,10	$Q_t = 7,548 (2gH)^{0,5}$	$Q_t = 0,7276A_o(2gH)^{0,5}$
5,10	$Q_t = 20,428 (2gH)^{0,5}$	$Q_t = 0,7391A_o(2gH)^{0,5}$
6,01	$Q_t = 23,369 (2gH)^{0,5}$	$Q_t = 0,7020A_o(2gH)^{0,5}$
7,30	$Q_t = 41,854 (2gH)^{0,5}$	$Q_t = 0,7091A_o(2gH)^{0,5}$
8,38	$Q_t = 55,154 (2gH)^{0,5}$	$Q_t = 0,6934A_o(2gH)^{0,5}$
8,95	$Q_t = 62,913(2gH)^{0,5}$	$Q_t = 0,6781A_o(2gH)^{0,5}$
9,56	$Q_t = 71,781 (2gH)^{0,5}$	$Q_t = 0,6657A_o(2gH)^{0,5}$
11,78	$Q_t = 108,989 (2gH)^{0,5}$	$Q_t = 0,6684A_o(2gH)^{0,5}$
13,33	$Q_t = 139,557 (2gH)^{0,5}$	$Q_t = 0,6800A_o(2gH)^{0,5}$
15,06	$Q_t = 178,132 (2gH)^{0,5}$	$Q_t = 0,6489A_o(2gH)^{0,5}$

3.6.3 Modelo generado por programa SPSS en orificios de pared delgada

Con la aplicación de la herramienta SPSS se obtuvieron dos modelos para la cuantificación del caudal en orificios de pared delgada con diferentes diámetros de abertura; estos fueron:

$$Q_{gen1} = 0,001 \cdot A_o \cdot \sqrt{2gH}^{0,478} \quad (3,22)$$
$$R^2 = 0.99$$

$$Q_{gen2} = \frac{0,7942 \cdot \phi_0^{-0,072} \cdot A_o \cdot \sqrt{2gH}}{1000} \quad (3,23)$$
$$R^2 = 0.945$$

Las ecuaciones anteriores se diferencian estructuralmente del modelo teórico propuesto para la medición de caudales mediante la utilización de orificios; por consiguiente, su propuesta como resultado científico representa en esta investigación un aporte teórico que contribuye a la medición con mayor exactitud de los caudales bajo estas condiciones.

3.7 Análisis de la validación de los modelos matemáticos

En la investigación se generaron una cantidad notable de ecuaciones de regresión lineal, potencial y polinómica con el propósito de representar relaciones funcionales entre variables hidráulica y geométricas entre las que se destacaron las siguientes: $C_d=f(\theta)$; $C_d=f(b)$; $C_d=f(\Phi_o)$; $n=f(b)$; $K=f(b)$; $K=f(a)$; $v=f(a)$; $\mu=f(a)$; $Q_t=f(Q_{obs})$; $Q_r=f(Q_t)$; $Q=f(H)$; $H=f(Q)$. En todos los casos el coeficiente de determinación obtenido fue superior a 0,80 con un rango comprendido entre 0,8266 y 0,9959; por lo tanto, puede clasificarse de muy fuerte a perfecto acorde con el criterio de Mondragón (2014).

Por lo anterior es claro que los modelos de regresión con coeficientes de determinación aceptables han tenido una creciente aplicación en la solución de numerosos problemas relacionados con el agua, la energía, el medio ambiente y la ecología (Fattorelli y Fernández, 2011) y además ha sido utilizado como indicador de la bondad del ajuste por diferentes autores como Egido *et al.* (1985); Vicente-Serrano *et al.* (2003); Ramesh y Chandramouli (2005); Pesquer *et al.* (2007);

Quevedo y Sánchez (2013); Vázquez y Solano (2013); pero hay que tener en cuenta, que a pesar de ser una herramienta útil deben ser validados bajo las condiciones concretas de aplicación (Potenciano y Garzón, 2005).

Por otra parte, se ha utilizado en la investigación el Error Porcentual Medio motivado por su amplia aceptación en la medición y comparación del desempeño de diferentes modelos y por constituir un buen estimador del error que se comete al ajustar los datos observados a una función teórica. Abundando en la opinión de Zuñiga y Jordán, (2005) se encuentran argumentos que justifican la utilización de este parámetro para evaluar la calidad del ajuste de los datos experimentales y la calidad de los modelos para pronosticar las variables de interés.

Los resultados de la utilización del Error Porcentual Medio se muestran en las tablas 3.8; 3.9; 3.10; 3.11; 3.12 y 3.13, donde se comprobó que el modelo ajustado (Q_{ajus}) obtenido en la investigación fue el más exacto en la estimación del caudal descargado en todos los dispositivos de aforo evaluados: vertedor triangular, vertedor trapecial, vertedor rectangular sin contracciones, vertedor rectangular con dos contracciones, vertedor Sutro y orificios de pared delgada.

Tabla 3.8 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en vertedores triangulares para abertura θ de 90°.

θ (°)	Modelos obtenidos				Error Porcentual Medio		
	Q_{obs} (L s ⁻¹)	Q_t (L s ⁻¹)	Q_{ajus} (L s ⁻¹)	Q_{gen} (L s ⁻¹)	Q_t (%)	Q_{ajus} (%)	Q_{gen} (%)
8,1	2,652	2,656	2,646	2,859	0,000006	0,000016	0,016133
9,4	3,084	3,082	3,058	3,318	0,000001	0,000225	0,017705
11,0	3,633	3,607	3,563	3,882	0,000188	0,001360	0,017118
12,2	4,031	4,000	3,940	4,306	0,000233	0,002046	0,018749
13,5	4,455	4,427	4,348	4,765	0,000180	0,002572	0,021535
15,3	5,029	5,017	4,911	5,400	0,000029	0,002777	0,027375
16,8	5,461	5,509	5,378	5,929	0,000417	0,001247	0,040185
18,4	6,008	6,033	5,876	6,494	0,000107	0,002898	0,039340
20,1	6,555	6,591	6,403	7,094	0,000195	0,003506	0,0443648

24,0	7,902	7,870	7,609	8,471	0,000133	0,010879	0,040921
Promedio					0,015	0,275	2,834

Tabla 3.9 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en vertedores trapeciales (Cipolletti) para ancho de base b de 60 cm.

H (cm)	Modelos obtenidos				Error Porcentual Medio		
	Q_{obs} (L s ⁻¹)	Q_{calib} (L s ⁻¹)	Q_{gen1} (L s ⁻¹)	Q_{gen2} (L s ⁻¹)	Q_{calib} (%)	Q_{gen1} (%)	Q_{gen2} (%)
12,01	5,21	5,28	5,21	5,06	0,09	0,00	0,43
16,91	6,69	6,76	6,66	6,66	0,07	0,01	0,01
19,61	8,35	8,35	8,23	8,44	0,00	0,17	0,10
23,21	10,16	10,41	10,25	10,80	0,62	0,08	4,03
27,91	12,16	12,23	12,05	12,93	0,04	0,10	4,88
33,41	14,08	14,15	13,94	15,22	0,03	0,14	9,23
39,31	16,90	16,57	16,33	18,16	0,64	1,92	9,39
Promedio					0,21	0,35	4,01

Tabla 3.10 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en vertedores rectangulares sin contracciones para ancho de base b de 60 cm.

H (cm)	Modelos obtenidos				Error Porcentual Medio				
	Q_{obs} (L s ⁻¹)	Q_t (L s ⁻¹)	Q_{ajus} (L s ⁻¹)	Q_{gen} (L s ⁻¹)	Q_{gen} (L s ⁻¹)	Q_t (%)	Q_{ajus} (%)	Q_{gen} (%)	Q_{gen} (%)
2,70	5,20	4,90	5,24	4,76	4,79	1,73	0,03	3,76	3,18
3,80	8,58	8,18	8,39	7,94	8,00	1,85	0,40	4,72	3,87
4,30	9,86	9,84	9,95	9,56	9,63	0,00	0,09	0,90	0,52
4,90	11,84	11,97	11,92	11,63	11,71	0,15	0,05	0,39	0,13
5,30	13,61	13,47	13,28	13,08	13,18	0,15	0,82	2,10	1,39
5,90	15,18	15,82	15,40	15,36	15,48	2,68	0,30	0,21	0,57
6,70	17,62	19,15	18,35	18,59	18,73	13,14	2,98	5,29	6,93
7,50	22,11	22,68	21,44	22,02	22,18	1,47	2,02	0,04	0,03
Promedio						2,65	0,84	2,18	2,08

Tabla 3.11 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en vertedores rectangulares con dos contracciones para ancho de base b de 50 cm.

H (cm)	Modelos obtenidos					Error Porcentual Medio			
	Q_{obs} (L s ⁻¹)	Q_t (L s ⁻¹)	Q_{ajus} (L s ⁻¹)	Q_{gen} (L s ⁻¹)	Q_{gen} (L s ⁻¹)	Q_t (%)	Q_{ajus} (%)	Q_{gen} (%)	Q_{gen} (%)
3,50	6,12	5,94	6,25	5,95	6,23	0,53	0,26	0,47	0,18
4,00	7,74	7,24	7,58	7,37	7,59	3,20	0,33	1,81	0,29
4,70	9,73	9,20	9,58	9,53	9,64	2,91	0,23	0,42	0,08
5,20	11,08	10,68	11,09	11,19	11,20	1,43	0,00	0,11	0,12
5,70	12,49	12,23	12,67	12,95	12,82	0,52	0,27	1,70	0,89
6,20	14,23	13,85	14,32	14,80	14,52	1,01	0,05	2,30	0,58
6,80	16,46	15,87	16,37	17,14	16,63	2,12	0,05	2,79	0,18
Promedio						1,67	0,17	1,37	0,33

Tabla 3.12 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en vertedores Sutro para constante de curvatura a de 10.

H (cm)	Q_{obs} (L s ⁻¹)	Q_{calib} (L s ⁻¹)	Q_{SPSS} (L s ⁻¹)	Q_t (L s ⁻¹)	Q_{calib} (%)	Q_{SPSS} (%)	Q_t (%)
8,10	2,65	2,66	2,65	2,86	0,0006	0,0014	1,6157
9,40	3,08	3,08	3,06	3,32	0,0001	0,0219	1,7755
11,00	3,63	3,61	3,56	3,88	0,0186	0,1349	1,7066
12,20	4,03	4,00	3,94	4,31	0,0238	0,2054	1,8761
13,50	4,46	4,43	4,35	4,77	0,0176	0,2570	2,1571
15,30	5,03	5,02	4,91	5,40	0,0029	0,2769	2,7369
16,80	5,46	5,51	5,38	5,93	0,0422	0,1261	4,0107
18,40	6,01	6,03	5,88	6,49	0,0104	0,2900	3,9314
20,1	6,555	6,591	6,403	7,094	0,0198	0,3525	4,4321
24,0	7,902	7,870	7,609	8,471	0,0130	1,0864	4,0972
Promedio					0,015	0,275	2,834

Tabla 3.13 Error Porcentual Medio correspondiente a los modelos obtenidos en orificios para el diámetro Φ de 11,78 cm.

H (cm)	Modelos obtenidos					Error Porcentual Medio			
	Q_{obs} (L s ⁻¹)	Q_t (L s ⁻¹)	Q_{ajus} (L s ⁻¹)	Q_{gen} (L s ⁻¹)	Q_{gen} (L s ⁻¹)	Q_t (%)	Q_{ajus} (%)	Q_{gen} (%)	Q_{gen} (%)
12,01	11,47	16,73	11,18	15,84	11,13	241,65	0,70	166,82	1,01
16,91	13,35	19,85	13,27	18,65	13,20	316,84	0,05	210,90	0,16
19,61	14,32	21,38	14,29	20,02	14,22	347,44	0,01	226,80	0,08
23,21	15,69	23,26	15,55	21,70	15,47	365,53	0,13	230,85	0,31
27,91	17,02	25,50	17,05	23,70	16,96	422,45	0,00	262,07	0,02
33,41	18,54	27,90	18,65	25,83	18,56	472,89	0,07	286,68	0,00
39,31	20,01	30,27	20,23	27,92	20,13	526,27	0,25	312,93	0,07
Promedio						384,72	0,17	242,43	0,24

Es justo esclarecer que todos los modelos evaluados en esta investigación, pueden ser aplicados de forma aceptable para la estimación del caudal debido a que el Error Porcentual Medio fue muy bajo (inferior al 5%), excepto en los modelos correspondientes al caudal teórico (Q_t) y al modelo caudal generado; no obstante, se pudo demostrar que el más exacto fue el modelo obtenido experimentalmente para el caudal ajustado (Q_{ajus}).

Por todo lo anterior es claro que debe tenerse precaución en la utilización mecánica de las ecuaciones que ofrecen los manuales de hidráulica, hidrología, mecánica de los fluidos, hidrometría y otras ciencias relacionadas con el aforo de caudales; pues se puede cometer imprecisiones que afectan el ahorro de agua en los sistemas hidráulicos.

Los resultados alcanzados están asociados al riguroso trabajo de diseño y construcción de los vertedores y orificios evaluados; así como a la obtención de los datos experimentales con adecuada exactitud. En este sentido Aguilar (2001) se refirió a la necesidad de verificar de forma correcta los parámetros geométricos y la altura del agua; pues de no cumplirse, la precisión en la estimación del gasto no es confiable.

En este mismo sentido Boss *et al.* (1986) y Santos *et al.* (2010) afirmaron que es necesario lograr un adecuado diseño e instalación de los aforadores para medir y regular el caudal de agua de los canales de riego; puesto que el correcto diseño y empleo de estas instalaciones puede contribuir a disminuir la sobreexplotación de acuíferos y al ahorro energético por menores necesidades de bombeo (IDAE, 2005).

Los resultados de la investigación confirman la necesidad de calibrar los vertedores para lograr estimaciones precisas de los caudales, En este sentido Crookston y Tullis (2013) afirman que la capacidad de desagüe de los dispositivos de aforo viene determinada por el coeficiente de descarga que resulta específico para cada geometría (San Mauro *et al.*, 2016); pero deben ser obtenidos mediante ensayos para que se alcance la precisión requerida (Boss *et al.*, 1986; Aguilar, 2001; Santos *et al.*, 2010).

Este trabajo representa una contribución al ahorro de los recursos hídricos a través del perfeccionamiento de la medición de los caudales; pues según García y Pérez (2004) y Tarjuelo (2005) es necesario la utilización eficiente y el manejo eficaz de estos dispositivos ya que el agua es un recurso cada vez más escaso y que requiere ser manejado de una manera eficiente (Rázuri *et al.*, 2009; Ayala y Albóniga, 2015) mediante estrategias que contribuyan a lograr la sustentabilidad de los sistemas de riego (Fernández *et al.*, 2009).

Por ello es claro que en el caso específico de los sistemas de riego es necesario el manejo eficaz de los dispositivos de medición del agua para el control de la cantidad de agua empleado por el usuario, la disminución de la sobreexplotación de acuíferos y el ahorro energético por menores necesidades de bombeo (Tarjuelo, 2005).

3.8 Impacto de la investigación en la esfera productiva

La actividad agrícola en la aldea El Rancho se basa fundamentalmente en el desarrollo de diferentes cultivos como maíz, tomate, pimiento, chile, berenjena, tabaco y limón. En la tabla 3.14 se presentan los valores de algunas variables agroclimáticas y las necesidades hídricas netas para la mayor demanda de agua de los cultivos.

En la propia tabla 3.14 se observa que la precipitación promedio demuestra que se trata de una zona seca con precipitaciones inferior a 900 mm, donde los meses de enero, febrero, marzo y diciembre presentan precipitación efectiva; pero en general se encontró que la evapotranspiración del cultivo es superior a la precipitación efectiva en todos los meses; por lo que el déficit de humedad es permanente, lo cual se corresponde con el comportamiento climático de esta región situada dentro del llamado corredor seco de Guatemala.

En febrero y los demás meses comprendidos entre julio y diciembre, la evapotranspiración del cultivo se comporta relativamente más estable con valores que fluctúan entre 3,0 y 4,8 milímetros por día.

Tabla 3.14 Parámetros fundamentales del requerimiento hídrico de los cultivos.

PARÁMETROS	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Días del mes, d_m	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
P (mm)	4,2	1,5	8,8	40,2	93,1	160,4	88,8	109,1	167,8	92,6	40,0	11,1
ET_o (mm)	118,1	145,9	192,2	256,2	225,6	181,1	178,3	178,3	152,9	145,7	126,2	116,2
K_c (adim)	0,60	0,88	1,02	1,15	1,15	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
P_e (mm)	0,0	0,0	0,0	14,1	49,5	103,3	46,1	62,3	109,3	49,1	14,0	0,0
ET_c (mm)	70,9	128,4	195,1	294,6	259,4	144,9	142,6	142,6	122,3	116,6	101,0	93,0
ET_c (mm/d)	2,3	4,6	6,3	9,8	8,4	4,8	4,6	4,6	4,1	3,8	3,4	3,0
N_n (mm)	70,9	128,4	195,1	280,5	209,9	41,6	96,6	80,3	13,1	67,5	87,0	93,0
L_n (mm)	104,1	104,1	104,1	90,0	54,5	0,7	58,0	41,8	0,0	54,9	90,1	104,1

Las necesidades hídricas netas son más elevadas en los meses de marzo, abril y mayo; siendo abril el mes de mayor demanda de agua con un valor de 280,5 mm mes⁻¹. En el mes de septiembre se encontró el valor más bajo de este parámetro con sólo 13,1 mm mes⁻¹.

En la tabla 3.15 se muestra la relación de la precipitación efectiva con la evapotranspiración del cultivo y sus necesidades hídricas. En primer lugar, se debe resaltar que de los 817,6 mm de precipitaciones que caen como promedio en la localidad solo el 54,8% se convierte en precipitaciones efectivas o aprovechables por el cultivo; por lo que el resto del agua requerida se debe suministrar mediante el riego.

Tabla 3.15 Relación entre precipitación efectiva y demanda de agua del cultivo.

Relación	Anual	Mes pico
P_e/P (%)	54,8	35,1
P_e/ET_c (%)	24,7	4,8
P_e/NH (%)	32,8	5,0

En segundo lugar, merece total atención el hecho que del agua disponible como aprovechable apenas el 24,7% participa en la evapotranspiración del cultivo y finalmente, la precipitación efectiva representa el 32,8% de las necesidades hídricas. Este comportamiento se agrava de forma específica en el mes pico o de máxima demanda hídrica, donde los porcentajes que expresan estas relaciones son muy bajos y manifiestan un marcado déficit de agua para el desarrollo de la agricultura.

En el análisis de los parámetros agronómicos del sistema se obtuvo una lámina neta máxima de 104,1 mm que para un sistema de riego por gravedad que riega con eficiencia 50% en jornadas de trabajo de ocho horas diarias y turno de riego de seis días (criterios de los propios agricultores), se obtuvo un hidromódulo bruto de 0,12 L s⁻¹ ha⁻¹, comprendido dentro del rango de 0,10 a 2,0 que son los valores frecuentes

reportado por Pacheco *et al.* (1995). Esto permitió la estimación de un caudal necesario de $27,8 \text{ L s}^{-1}$ en función de las necesidades hídricas y el área del cultivo.

Para suplir el déficit de agua requerida en el riego de los cultivos los agricultores aprovechan el agua del río Motagua (figuras 3.12), de donde mediante una compuerta con sistema de regulación mecánica se realiza la derivación hacia el canal de riego que en su primer tramo presenta una sección transversal de tipo rectangular (figura 3.13).



Figura 3.12 Río Motagua empleado como fuente de agua para el riego.



Figura 3.13 Compuerta y canal rectangular para la derivación del agua.

Continuándose con el tema de la derivación del agua es oportuno destacar que la utilización de este procedimiento de manejo, constituye una vía práctica y económica utilizada por los agricultores de esta zona para la captación del agua del río y la distribución a las zanjas desde el canal de riego. Esta práctica se justifica según Carrion (2015) a que las compuertas funcionan de manera similar a los orificios; por lo que para la obtención del valor del caudal; solo se requiere de la medición del ancho y la altura de la lamina de agua.

En la aldea El Rancho, el canal de riego presenta una forma trapezoidal, a partir del cual se realiza la derivación de agua hacia las parcelas de riego mediante compuertas laterales de sección rectangular (figura 3.14) y equipo de bombeo.



Figura 3.14 Canal de sección trapecial y compuerta lateral.

Para el mejoramiento del control en la distribución del agua se consideró apropiado instalar en el canal un vertedor trapecial o Cipolletti vinculado a la obra de toma lateral como se muestra en las figuras 3.15 y 3.16, las dimensiones del canal y de la placa principal de los vertederos se muestran en la figura 3.17.



Figura 3.15 Proceso de instalación y prueba del vertedor en el canal de riego.

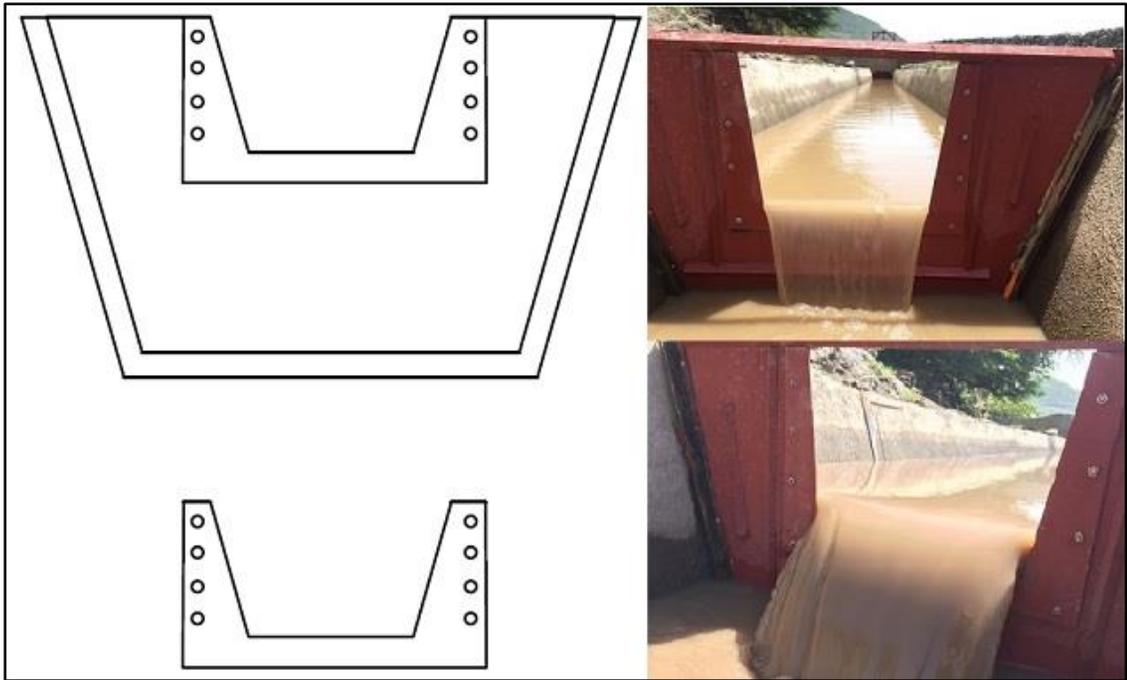


Figura 3.16 Detalle de la placa principal con el vertedero Cipolletti instalado y funcionando en el canal de riego

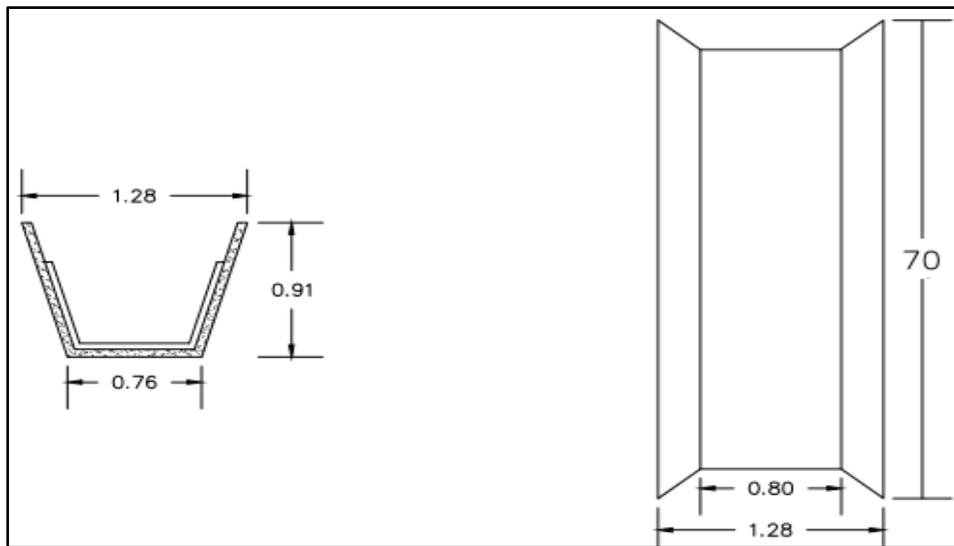


Figura 3.17 Dimensiones de la sección principal del canal y de la placa principal de vertedor instalado en el canal de riego (m).

Este dispositivo con ancho de base de 0,40 m, permitió la derivación de un caudal en el rango de 23,9 a 31,7 L s⁻¹ con láminas de agua sobre la cresta del vertedor entre 8,6 a 10,4 cm (figura 3.18), pudiéndose regar como promedio un área de 232 ha.

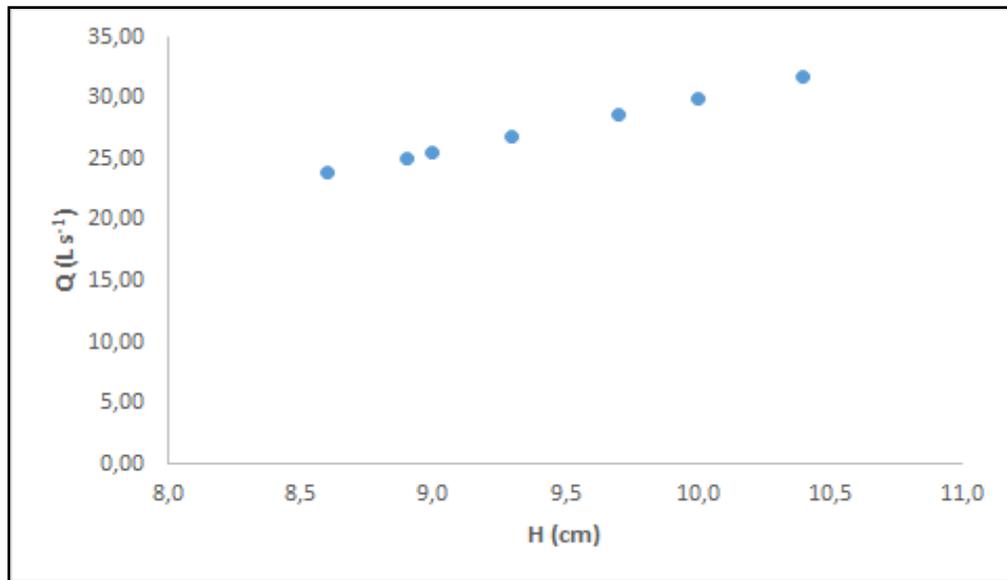


Figura 3.18 Caudales reales aforados con el vertedor Cipolletti.

En caso de utilizarse la alternativa de derivación del agua con equipos de bombeo, es posible utilizar una bomba con caudal de 97,2 m³ h⁻¹ y altura manométrica total de 80,0 m; por lo que el consumo de energía eléctrica sería de 45,4 kW con un costo de la energía eléctrica de 13,6 dólares (100,64 Quetzales) en cada riego.

Se comprobó que siete usuarios de esta localidad utilizan el bombeo directo desde el canal para la entrega de agua a los cultivos. El equipo de bombeo utilizado es de la marca Peerless (figura 3.19) con caudal de 250,0 L s⁻¹ y carga de 110,0 m obteniéndose un consumo de 561,7 kW y un costo de la energía eléctrica igual a 168,5 dólares (1243,90 Quetzales) en cada riego.

Por consiguiente, la utilización del vertedor cipolleti para el aforo del caudal y obras de tomas laterales en la distribución del agua al sistema de riego contribuye al control del flujo y al ahorro de recursos financieros y energéticos.



Figura 3.19 Derivación del agua en el canal de riego mediante bombeo.

3.9 Conclusiones parciales

1. En el vertedor triangular, la relación funcional entre el caudal teórico y el caudal real observado responde a una función lineal, donde la pendiente representa el coeficiente de descarga.
2. En el vertedor triangular, se obtuvo un modelo matemático general de tipo potencial con exponente de $5/2$ que permite la medición del caudal en función del ángulo de abertura y la altura del agua sobre la cresta.
3. En el vertedor Cipolleti, se encontró un ajuste polinomial de segundo orden para la estimación de forma confiable de los parámetros K y n utilizados en modelo exponencial $Q=KH^n$.

4. En el vertedor Cipolletti, rectangular sin contracciones y rectangulares con dos contracciones, el coeficiente de descarga responde a una función potencial con exponente negativo.
5. En el vertedor Cipolletti, se obtuvieron dos modelos matemáticos generales de tipo potencial para la estimación del caudal en función del ancho de la base (b) y la altura del agua sobre la escotadura (H). En el primer modelo los valores de b y H fueron de 0,899 y $3/2$ respectivamente; mientras que en el segundo modelos los valores fueron de 1.000 y 1,677 respectivamente.
6. En el vertedor rectangular sin contracciones, se dedujeron dos modelos matemáticos generales de tipo potencial para la estimación del caudal en función del ancho de la base (b) y la altura del agua sobre la escotadura (H). En ambos modelos el valor de H fue de $3/4$; sin embargo, los valores de b fueron de 0,97 y 1,00 respectivamente.
7. En el vertedor rectangular con dos contracciones, se propusieron dos modelos matemáticos generales de tipo potencial para la estimación del caudal. Estos modelos se asemejan en que contienen en su estructura el termino $(b - 0,2.H)$; pero se diferencian en que, en el primer modelo, el valor del exponente de la altura del agua sobre la escotadura es de 1,613; mientras que en el segundo modelo es de $3/2$.
8. En los vertedores Sutro, los coeficientes de descarga μ obtenidos de forma experimental no son constantes y se ajustan de manera satisfactoria con la constante de curvatura mediante un modelo potencial con exponente negativo.
9. En el vertedor Sutro, se encontró un modelo matemático general de tipo potencial que depende de la constante de curvatura elevado a un exponente positivo menor que la unidad y de la altura del agua sobre la escotadura.
10. En los vertedores Sutro, la velocidad media del agua se ajusta adecuadamente con la constante de curvatura mediante un modelo lineal.
11. En los orificios de pared delgada, se obtuvieron dos factores de corrección para la ecuación de estimación del coeficiente de descarga en función del diámetro del orificio. El primero responde a una ecuación lineal; mientras que el segundo se ajusta a un modelo potencial con exponente negativo.

12. En los orificios de pared delgada, se obtuvo una ecuación general para estimar el caudal de descarga a través de una función potencial que relaciona el diámetro del orificio con exponente negativo, el área del orificio y la altura del nivel del agua medida desde la superficie hasta el centro del orificio.
13. En los orificios de pared delgada, se encontró una función lineal que estima el caudal en función del factor de corrección, el coeficiente de contracción y el coeficiente de velocidad.
14. En los orificios de pared delgada, se propusieron dos modelos matemáticos generales de tipo potencial para la estimación del caudal. Estos presentan una estructura matemática similar; pero se diferencian en que uno de ellos depende del diámetro del orificio con exponente negativo.
15. El coeficiente de determinación obtenido en los modelos propuestos fue en todos los casos superior a 0,80; por lo que su clasificación es de muy fuerte a perfecto.
16. El Error Porcentual Medio encontrado en los modelos propuestos fue muy bajo (inferior al 5%); lo que indica su elevada precisión para la estimación del caudal descargado por las diferentes estructuras aforadoras evaluadas.
17. La utilización de un vertedor Cipolletti en el canal de riego de la aldea El Rancho con ancho de base de 0,40 m permite el control de un caudal de 23,9 a 31,7 L s⁻¹ y regar un área de 232 ha como promedio.
18. La utilización de un vertedor Cipolletti como alternativa de control y derivación del caudal con fines de riego puede contribuir al ahorro de 561,7 kWh y 168,5 dólares (1314,0 Quetzales) en cada riego por concepto de evitarse el pago correspondiente al costo de la energía eléctrica consumida.

Conclusiones

1. La investigación bibliográfica que sustentó teórica y metodológicamente la investigación demostró que la hidrometría debe formar parte del proceso de gestión integrada de los recursos hídricos a todos los niveles; particularmente en los sistemas de riego, donde el control de la eficiencia del agua que fluye por canales, zanjas o surcos de riego está directamente relacionada con la instalación de dispositivos de aforo con una determinada capacidad de desagüe, la cual que puede simularse mediante modelos matemáticos que relacionan el caudal de vertimiento con un coeficiente de descarga que es típico para cada geometría del aforador.
2. Se propuso un modelo potencial de exponente negativo que permitió la simulación de los coeficientes de descarga en los vertedores Cipolletti, rectangular sin contracciones y rectangulares con dos contracciones de forma satisfactoria en función del ancho de la base.
3. Se encontraron modelos matemáticos generales de tipo potencial para la estimación acertada del caudal en los diferentes dispositivos evaluados: en el caso del vertedor triangular el modelo dependió del coeficiente K y el exponente n ; en el caso de los vertedores Cipolletti, rectangular sin contracciones y rectangulares con dos contracciones el modelo quedó en función del ancho de la base y la altura del agua sobre la escotadura; en el caso de los vertedores Sutro el modelo se relacionó con la constante de curvatura y en el caso de los orificios de pared delgada el modelo se ajustó en función del diámetro del orificio, el área del orificio y la altura del nivel del agua medida desde la superficie hasta el centro del orificio.
4. Se demostró mediante el Coeficiente de Determinación y el Error Porcentual Medio, utilizados como criterios de validación de los modelos, que la exactitud encontrada fue elevada en todos los casos en el proceso de estimación de los caudales descargados por los dispositivos evaluados.

5. Se comprobó mediante el vertedor Cipolletti que la aplicación de dispositivos de aforo asociados a obras hidráulicas para la derivación del agua hacia los sistemas de riego contribuye al ahorro de agua, energía y recursos financieros.

RECOMENDACIONES

1. Aplicar los modelos propuestos para la estimación de los caudales descargados por vertedores triangulares, trapeciales, rectangulares sin contracción, triangulares con dos contracciones, sutros y orificio de paredes delgadas; teniendo en cuenta que los resultados de la investigación confirmaron el impacto positivo que se logra en el ahorro de agua, energía y recursos financieros.
2. Continuar la investigación con la prueba de modelos con ancho de base superior a 60 centímetro, debido a que las limitaciones del laboratorio impidieron obtener resultados correspondientes a estas dimensiones.
3. Evaluar en futuras investigaciones el diseño de una estructura hidráulica mixta que permita al mismo tiempo el aforo y la derivación de caudales con el propósito de mejorar el proceso de manejo y control del agua desde la fuente hasta la parcela de riego.
4. Utilizar los diferentes tipos de vertedores diseñados, construidos y evaluados para la creación de una red hidrométrica a lo largo del canal que conduce el agua del río Motagua a la aldea El Rancho con el propósito de incrementar el aprovechamiento de los recursos hídricos en esta localidad.
5. Elaborar un material didáctico a partir de los resultados que se ofrecen en esta obra científica para actualizar el conocimiento teórico y práctico relacionado a esta área del saber.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR, A.: “Vertedores. Serie autodidáctica de medición”, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, ISBN: 968-5536-02-3, México, 2001.
2. ALLEN, R. G; PEREIRA, L. S; RAES, D; SMUTH, M.: Crop Evapotranspiration: Guidelines for computing crop water requirements. Rome: FAO. Irrigation and Drainage, Paper 56, pp.301, Roma, Italy, 1998.
3. ALONZO, A. W.: “Medición del flujo en compuertas y orificios”, Tesis de Ingeniería Civil, Universidad San Carlos de Guatemala, 2013.
4. ARDUINO, G; REGGIANI, P; TODINI, E.: “Recent advances in flood forecasting and flood risk assessment”, Hydrology and Earth System Sciences, Vol.9, No.4, pp.280-284, 2005.
5. ARTEAGA, R. E.: “Hidráulica elemental”, Universidad Autónoma de Chapingo (UACH), Departamento de Irrigación, pp. 335, ISBN: 968-884-238-9, México, 1993.
6. AVILA, R; CABELLO, A; LIROLA, J; MARTIN, A; ORTIZ, F.: “Agua, riego, y fertilización”, Junta de Andalucía, Consejería de Agricultura y Pesca, Servicio de Publicaciones y Divulgación, ISBN: 84-802-009, Sevilla, España, 1996.
7. AYALA, J. C; ALBÓNIGA, R.: “Dispositivo electrónico de medición del caudal de agua para canales abiertos”. Universidad Agraria de La Habana Fructuoso Rodríguez Pérez. Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias, Vol.24, No. Especial. Diciembre, pp.91-99, ISSN: 1010-2760, Cuba, 2015.
8. AZEVEDO, J. M; ACOSTA, G.: “Manual de Hidráulica”, Editora Edgard Blucher, Sexta Edición, pp.578, México, 1975.
9. BACOLLA, C; DABIN, A; FRANCK, G.: “Simulación numérica de tomas de agua en muelles”, Revista Mecánica Computacional, Vol. XXIII, pp.2009-2030, ISSN: 1666-6070, Bariloche, Argentina, 2004.
10. BELLO, M. A; PINO, M. T.: “Medición de presión y caudal”. Ministerio de Agricultura, Centro Regional de Investigación Kampanaike. Boletín INIA No.8, ISSN: 0717-4829, pp.21, Punta Arena, Chile, 2000.

11. BOS, M. G.; REPLOGLE, J. A.; CLEMMENS, A. J.: "Aforadores de caudal para canales abiertos", Publication 38. International Institute for Land Reclamation and Improvement, ISBN: 90 70260 921, Netherlands, 1986.
12. BOURGUETT, V. J; CASADOS, J. A; MIRELES, V. H; GONZÁLEZ, E; HANSEN, M. P; BUENFIL, M. O; CERVANTES, M. T.: "Manual para el uso eficiente y racional del agua ¡Utiliza sólo la necesaria!", Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), Primera edición, pp.45, ISBN: 968-5536-10-4, México, 2003.
13. CADAVID, J.H.: "Hidráulica de canales: fundamentos", Primera reimpresión, Fondo editorial Universidad EAFIT, ISBN: 958-8281-28-8, Medellín Colombia, España, 2009.
14. CARRION, R.: "Manual de capacitación: medición del agua de riego". Primera edición especial, ISBN: 978-987-33-8775-3, San Juan, Argentina, 2015.
15. CHAMORRO, G. I.: "Estimación del caudal por el método de flotadores". Guía de hidrometría. Dirección Regional de Lima. SENAMHI, Lima, Perú, 2011.
16. CHANSON, H.: "The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction". Butterworth - Heinemann, Segunda Edición, ISBN: 978-0-7506-5978-9, pp.630, Oxford, UK, 2004.
17. CHÁVEZ, C. A.; MUÑOZ, B.; MAGAÑA, G.; FUENTES, C.; RENDÓN, L.: "Experiencias en el diseño de riego por gravedad en el distrito de riego 085, La Begoña, Guanajuato". I Congreso Nacional COMEII 2015, 23 y 24 de noviembre, Jiutepec, Morelos, México, 2015.
18. CIREN: "Detalle de proyecto en ejecución: Optimización de Sistemas de riego en las cuencas Copiapó y Huasco". Disponible en <http://www.ciren.cl/>. Consultado el 18 de agosto de 2014, Chile, 2007.
19. CNR: "Manual sobre fuentes de energía para sistemas de impulsión en obras menores de riego" Vol. I, pp. 312, Chile, 2000.
20. CONDORI, H.: "Hidrometría". MACROLEXX, Cusco, Perú. Disponible en www.monografias.com, Consultado el 10-12-2016, 2005.
21. CONSTAÍN, A. J; CORREDOR, J. L.: "La ecuación de Elder como puente entre el transporte de masa, la hidráulica y la geomorfología de cauces naturales en los estudios de calidad de aguas", Aqua-LAC, Vol.5, No.2, pp.1-13, 2013.

22. CROOKSTON, B; TULLIS, B.: (2013). Hydraulic design and analysis of labyrinth weirs. I: Discharge relationships. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol.139, No.5, pp. 363-370, doi:10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000558, 2013.
23. DIAZ, C. D.: “Estructuras hidráulicas. Vertederos”, publicado el 27-08-2014, disponible en: <https://issuu.com/cristiandavid0/docs/cdg.pptx>, consultado el 02-02-2017.
24. DÍAZ, C; ESTELLER, M. V; LOPEZ-VERA, F.: “Recursos hídricos. Conceptos básicos y estudios de casos en Iberoamérica”, Centro Interamericano de Recursos del Agua, Universidad Autónoma del Estado de México, pp.747, ISBN: 9974-7571-6-9; Toluca, México, 2005.
25. DOOREMBOS, J; PRUIT, W.: “Las necesidades de agua de los cultivos”. Serie Riego y Drenaje N° 24. FAO, pp.193, Roma, Italia, 1977.
26. DURÁN, J.; GARCÍA, M.: “Desarrollo de tecnologías apropiadas para riego por surcos en terrazas paralelas y tierras con pendiente”, Fundación para el Fomento de la Ingeniería del Agua, Red Iberoamericana de Riesgos del programa CYTED, Revista Ingeniería del Agua, 14(3): 187-198, ISSN: 1134-2196, México, 2007.
27. EGIDO, A; DE PABLO, F; EGIDO, M; GARMENDÍA, J.: “Distribución de la precipitación en la cuenca del Duero”, Universidad de Salamanca, Revista de Meteorología, A.M.E., pp.13-24, España, 1985.
28. ESCOBAR, A. A.: “Calibración de vertederos rectangulares de pared delgada sin contracciones”, Tesis de Ingeniería Civil, Universidad San Carlos de Guatemala, 2016.
29. FAO: “Evapotranspiración de cultivo, guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos”, pp.322, Roma, Italia, 2006.
30. FAO: “Afrontar la escasez de agua Un marco de acción para la agricultura y la seguridad alimentaria”. Informe sobre temas hídricos 38, ISBN 978-92-5-307304-7, Roma, Italia, 2013a.
31. FAO: “Captación y almacenamiento de agua de lluvia Opciones técnicas para la agricultura familiar en américa latina y el caribe”, Fondo Internacional para el Desarrollo de la Agricultura (FIDA), Cooperación Suiza, pp.342, ISBN 978-92-5-307580-5, Santiago, Chile, 2013b.
32. FATTORELLI, S; FERNANDEZ, P. C.: “Diseño Hidrológico”, Segunda Edición en español, ISBN: 978-987-05-2738-2, pp.531, 2011.

33. FERNÁNDEZ, A.; HOLZAPFEL, E.; DEL CALLEJO, I.; BILLIB, M.: "Manejo sostenible del agua para riego en Sudamérica", Proyecto KASWARM, ISBN: 978-987-25074-1-1, Buenos Aires, Argentina, 2009.
34. FERNÁNDEZ, R; MILLA, M; ÁVILA, R; BERENGENA, J; GAVILÁN, P; OYONARTE, N. A.: "Manual de riego para Agricultores: módulo 2. Riego por superficie". Instituto de Investigación y Formación Agraria y Pesquera. Consejería de Agricultura y Pesca. Junta de Andalucía, ISBN: 84-8474-025-0, pp. 43-53, Sevilla, España, 2010.
35. FUENTES, C.; CHÁVEZ, C.; SAUCEDO, H.; ZAVALA, M.; QUEVEDO, A.: "Analytic representation of the optimal flow for gravity irrigation", Tecnología y Ciencias del Agua, ISSN: 0187-8336, México, 2015.
36. GARCÍA, A. F.: "Calibración de vertederos triangulares de pared delgada para distintos ángulos de abertura", Tesis de Ingeniería Civil, Universidad San Carlos de Guatemala, 2015.
37. GARCÍA, S.; PÉREZ, J.: "Resultados de la introducción del riego por goteo en la cooperativa de producción agropecuaria cañera Primer Soviet de América", Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias, 13(1): 47-50, ISSN-1010-2760, Habana, Cuba, 2004.
38. GONZÁLEZ, O. A.: "Desarrollo del riego y drenaje agrícola en Guatemala", Plan maestro de riego y drenaje, Documento No.3, Proyecto PNUD/OSP/GUA/88/003/ Componente de riego, pp.67, Guatemala, 1991.
39. GONZÁLEZ, J; FLORES, J.: "Claves para la Modelización 3-D de Flujo sobre Vertederos Ortogonales. Contraste con Resultados Experimentales". II Jornada de Ingeniería del Agua, Barcelona España, 2011. Disponible en: www.ingenieriadelagua.com/2004/JIA/Jia2011/pdf/p634.pdf. Consultado el 17-01-2017.
40. GONZÁLEZ, A; RAMÍREZ, J. D.: "Manual piragüero 3 - Medición del caudal", Comunicaciones Corantioquia, Primera Edición, ISBN: 978-958-57280-7-3, Medellín, Colombia, 2014.
41. GORDILLO, C.: "Instructivo Practica de Vertederos" Universidad de San Carlos de Guatemala, Laboratorio de Mecánica de Fluidos e Hidráulica, pp.1-3, Guatemala, 2012.
42. GORDÓN, R; CAMARGO, I.: "Selección de estadísticos para la estimación de la precisión experimental en ensayos de maíz", Agronomía Mesoamericana, Vol.26, No.1, pp.55-63, ISSN: 2215-3608, Costa Rica, 2015.

43. GRIBBIN, J. E.: "Introducción a la hidráulica e hidrología con aplicaciones para la administración del agua", Cuarta edición, Cengage Learning, pp.543, ISSN: 978-607-526-003-7, México, 2016.
44. GUZMÁN, C.: "Entubamiento y tarjeta de prepago en Lliu Lliu". Revista Chileriego 33(abril): 22-23, Chile, 2008.
45. HELMBRECHT, J; LÓPEZ, J; VILLEGAS, J. J.: "Cálculo de incertidumbres en la medida de caudales en ríos y canales: herramientas y aplicaciones prácticas innovadoras". Ingeniería del agua. ISSN: 1134-2196, España, 2004.
46. IDAE.: "Ahorro y eficiencia energética en agricultura de regadío", ISBN: 84-86850-94-0; pp.36, Madrid, España, 2005.
47. IDEAM: "Guía para el monitoreo y seguimiento del agua", Elaborado por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, pp.39, Bogotá, Colombia, 2004.
48. IDEAM: "Protocolo para el monitoreo y seguimiento del agua", Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Edición e impresión Imprenta Nacional de Colombia, pp.162, ISBN: 978-958-8067-23-0, Bogotá, Colombia, 2007.
49. IÑIGUEZ, M; OJEDA, W; DÍAZ, C.: "Mejoras de eficiencia hidráulica en vertedores con canal de descarga libre en presas: propuesta metodológica". Tecnología y Ciencias del Agua, Vol.6, No.1, pp.69-79, ISSN: 0187-8336, México, 2015.
50. IUSS: "Base Referencial Mundial del Recurso Suelo", Informes sobre Recursos Mundiales de Suelos, Grupo de Trabajo WRB, Primera actualización. No.103, pp.134, ISBN: 1020-430X, FAO, Roma, Italia, 2007.
51. JUÁREZ, M. I.: "Calibración de vertedero proporcional o Sutro", Tesis de Ingeniería Civil, Universidad San Carlos de Guatemala, 2014.
52. LANASA, P.J.; UPP, E.L.: "Fluid Flow Measurement: A Practical Guide to Accurate Flow Measurement", Ed. Butterworth-Heinemann, ISBN: 0124095321, USA, 2014.
53. LEÓN, A; HERRERA, U.: "Empleo de los modelos visuales en la enseñanza y la investigación". Revista Ingeniería Hidráulica y Ambiental, Vol.33, No.1, pp.3-17, 2012, ISSN 1815-591X, Habana, Cuba, 2012.
54. MA: "Manual de hidrometría de agua". Convenio Marco de Cooperación Interinstitucional INRENA – UCPSI, pp.28, Perú, 2005.

55. MADEREY, L. E; JIMENEZ, R.: "Principios de hidrografía. Estudio del ciclo hidrológico". Universidad Nacional Autónoma de México. Instituto de Geografía. Geografía para el siglo XXI. Serie Textos Universitarios, No.1, Primera Edición, ISBN: 970-32-2812-7, México, 2005.
56. MAGA: "Atlas temático de la República de Guatemala", Serie de Recursos Naturales, Sociales, Productivos, Amenazas y Vulnerabilidad, Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación, Actualización 2005, pp.62, Guatemala, 2005.
57. MAGA: "Política de Promoción del Riego 2013-2023", Directorio Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación Administración 2012-2016, USAID, contrato AID-520-TO-11-00001, Guatemala, 2013.
58. MARBELLO, R.: "Manual de prácticas de laboratorio de hidráulica". Universidad Nacional de Colombia, pp.315, Medellín, Colombia, 2005.
59. MÁRQUEZ, R; HABERLAND, J; KREMER, C.: "Evaluación técnico económica del entubamiento presurizado de dos canales de riego en la comuna de Alto del Carmen, Región de Atacama". Programa UCHILECREA –ATACAMA. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Agronómicas. ANTUMAPU Profesional. Vol.2, No.2, pp.63, ISBN/ISSN: 0716-5900, Chile, 2013.
60. MARTÍNEZ, A; PLAYÁN E; ZAPATA N; CAVERO J; MEDINA E.T; PUIG, M.: "Contribution of evapotranspiration reduction during solid set sprinkler irrigation to application efficiency", *J. Irrig. Drain. Eng.* 134, pp.745-756, 2008.
61. MELGAR S. A.: "Vertederos de pared delgada", Tesis de Ingeniería Civil, Universidad San Carlos de Guatemala, 1991.
62. MENCHÚ, S. D.: "Calibración de vertederos rectangulares de pared delgada con dos contracciones y de ancho variable", Tesis de Ingeniería Civil, Universidad San Carlos de Guatemala, 2014.
63. MÉNDEZ, M. V.: "Elementos de hidráulica de canales", Ed. Universidad Católica San Andrés, ISBN-9802442526, Bolivia, 2001.
64. MIRANDA, J. A.: "Calibración de vertederos trapezoidales tipo Cipolletti de pared delgada de ancho variable", Tesis de Ingeniería Civil, Universidad San Carlos de Guatemala, 2016.
65. MONDRAGÓN, M. A.: "Uso de la correlación de Spearman en un estudio de intervención en fisioterapia", Corporación Universitaria Iberoamericana, Movimiento Científico, Vol.8, No.1, pp.98-104, ISSN: 2011-7191, Colombia, 2014.

66. MORAGA, E.: "Minería y agro: una veta compleja". Revista del Campo. XXXV (1777): 10 -11, Chile, 2010.
67. MOTT, R. L.: "Mecánica de fluidos aplicada", Ed. Pearson Educación, ISBN: 9688805424, USA, 1996.
68. NÚÑEZ, A.: "Manual del cálculo de eficiencia para sistemas de riego". Ministerio de Agricultura y Riego (MINAGRI). Dirección General de Infraestructura Agraria y Riego (DGIAR), pp.54, Lima, Perú, 2015.
69. OLIVERA, M.; BAHENA, G.; ALPUCHE, O.; GARCÍA, F.: "La tecnificación del riego ante la escasez del agua para la generación de alimentos. Estudio de caso en Chihuahua, México", Revista Ambiente y Desarrollo, 18(35): 23-36, ISSN: 0121-7607, Bogotá, Colombia, 2014.
70. OMW UPM: "Climatología aplicada a la ingeniería y el medio ambiente", Tema 9, necesidades netas, España, 2007, Disponible en http://www.bom.gov.au/hydro/wr/wmo/guide_to_hydrological, Consultado el 26 de enero de 2017.
71. PACHECO, J; ALONSO, N; PUJOL, P; CAMEJO, E.: "Riego y Drenaje", Editorial Pueblo y Educación, ISBN: 959-13-0146-4, Ciudad de La Habana, Cuba, 1995.
72. PEREIRA, L. S; DE JUAN, J. A; PICORNELL M. R; TARJUELO, J. M.: "El riego y sus tecnologías", Centro Regional de Estudios del Agua (CREA), UCLM, pp.295, ISBN: 13:978-84-692-9979-1, Albacete, España, 2010.
73. PÉREZ, W.J.: "Uso del suelo como tratamiento secundario para la remoción de materia orgánica de las aguas residuales domesticas", Revista científica Agua, saneamiento & Ambiente, 10(1): 31-39, ISSN: 2222 2499, ERIS, Guatemala, 2015.
74. PESQUER, L; MASÓ, J; PONS, X.: "Integración S.I.G. de regresión multivariante, interpolación de residuos y validación para la generación de rásters continuos de variables meteorológicas", Revista de Teledetección, 28, pp.69-76, ISSN: 1133-0953, Barcelona, España, 2007.
75. PORTILLO, L. E.: "Calibración de vertederos de pared delgada para plantas de tratamiento de aguas residuales", Tesis de Ingeniería Civil, Universidad San Carlos de Guatemala, 2012.
76. POTENCIANO, A.: "Las inundaciones históricas en el centro-sur de la Península Ibérica. Condicionantes geomorfológicos y Climáticos", Tesis Doctoral, Universidad Complutense de Madrid, pp.273, Madrid, España, 2004.
77. POTENCIANO, A; GARZÓN, G.: "Parámetros geomorfológicos y regresión múltiple en el comportamiento hidrológico de caudales en las cuencas altas de

los ríos Tajo y Guadiana”, UCM, Geogaceta, 38, pp.259-262, ISSN: 0213683X, Madrid, España, 2005.

78. QUEVEDO, K; SÁNCHEZ, K.: “Atlas de evapotranspiración referencia”, Ministro del Ambiente (MINAM), Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), Ministerio de Agricultura y Riego (MINAGRI), pp.110, Lima, Perú, 2013.
79. QUIÑONES, C. A. “Proyecto Obras de control y medición de agua por bloques de riego en el Valle Nepeña”. Estudio de Preinversión a nivel de Perfil. Ministerio de Agricultura. Autoridad Nacional del Agua. Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales, pp.99, Lima, Perú, 2010.
80. RAMESH, S. V; CHANDRAMOULI, V.: “Improved weighting methods, deterministic and stochastic data-driven models for estimation of missing precipitation records”, Vol.312, Issues 1-4, pp.191-206, ISSN: 0022-1694, Amsterdam, Holanda, 2005.
81. RAMÍREZ C. M.: “Calibración de la ecuación de flujo en orificios circulares con diámetros variables”, Tesis de Ingeniería Civil, Universidad San Carlos de Guatemala, 2016.
82. RÁZURI, L; ROSALES, J, G; HERNÁNDEZ, J. D.: “Formulación de alternativas de uso del agua con base en el balance disponibilidad-demanda en la zona de santa rosa, sector la hechicera del estado Mérida”, Uso del agua, Academia, ISSN: 1690-3226, Vol.8, No.16, pp.46-64, Trujillo, Venezuela, 2009.
83. RICCARDI, G; STENTA, H; SCUDERI, C; BASILE, P; ZIMMERMANN, E; TRIVISONNO, F.: “Aplicación de un modelo hidrológico-hidráulico para el pronóstico de niveles de agua en tiempo real”. Tecnología y Ciencias del Agua, Vol.4, No.1, pp.83-105, ISSN: 0187-8336, México, 2013.
84. RÍOS, J, A; ESCOBAR, J. F; PALACIO, I.: “Guía metodológica para determinar módulos de consumo de agua y factores de vertimiento”, Primera Edición, pp.76, ISBN: 978-958-44-7731-6, Medellín, Colombia, 2010.
85. RODRÍGUEZ, H. A.: “Hidráulica experimental”, Quinta reimpresión, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, pp.332, ISSN: 958-8060-17-6, Ecuador, 2009.
86. RODRÍGUEZ, J.; VALERO, C.; MENDOZA, K.: “Análisis experimental de coeficientes de descarga en vertederos trapezoidales de pared delgada – Parte I”, Revista Científica YACHANA, 4(2): 30-37, ISSN: 1390-7778, Colombia, 2015.

87. ROJAS, A; LEÓN, A, J.: "Vertedor de laberinto de un ciclo como regulador de nivel aguas arriba en canales". Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH), Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría (Cujae), Ingeniería Hidráulica y Ambiental, Vol. 37, No.3, pp.89-102, Habana, 2016.
88. ROLDÁN, J; PULIDO, I; CAMACHO, E; ALCAIDE, M; LOSADA, A.: "Problemas de hidráulica para riegos", Servicios de publicaciones, Universidad de Córdoba, Departamento de Agronomía, pp. 335, ISBN: 84-7801-526-4, España, 1993.
89. SAN MAURO, J; SALAZAR, F; TOLEDO, M; CABALLERO, F. J; PONCE-FARFÁN, C; RAMOS, T.: "Modelación física y numérica de aliviaderos en laberinto con fondo poliédrico". Ingeniería del Agua, Vol.20, No.3, pp.127-138, ISSN: 1134-2196, México, 2016.
90. SANTOS, A. C; CUBILLOS, C. E; VARGAS, A.: "Modelación hidráulica de un sector de río caudaloso con derivaciones empleando HEC-RAS", Avances en Recursos Hidráulicos, No.17, ISSN: 0121-5701, Medellín, Colombia, 2008.
91. SANTOS, L.; DE JUAN, J. A.; PICORNELL, M. R.; TARJUELO, J. M.: "El riego y sus tecnologías", Centro Regional de Estudios del Agua (CREA), Universidad de Castilla- La Mancha (UCLM). ISBN: 13:978-84-692-9979-1, España, 2010.
92. SEGEPLAN: "Informe Anual 2006 Política de Desarrollo Social y Población", Secretaria de Planificación y Programación, pp.100, Guatemala, 2006.
93. SHAMES, I, H.: "Mecánica de fluidos". Tercera edición. Editorial Mcgraw-Hill, ISBN: 958-600-246-2, pp. 825, Santa Fe de Bogotá, Colombia, 1995.
94. SOTELO, G.: "Hidráulica General", Volumen 1, Editorial Limusa, pp.254, ISBN: 968-18-0503-6, México, 1998.
95. SOTELO, G.: "Hidráulica General. Vol. 1. Fundamentos", LIMUSA Editores, ISBN: 978-968-18-0503-6, México, 2002.
96. TAPIA, G; MOLINA, J. P; PÉREZ, G. B; TORRES, A. A.: "Metodología para la medición de la velocidad de flujo en un río en el diagnóstico de la socavación en pilas de un puente, utilizando un dispositivo electrónico". Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No.356, pp.123, ISSN: 0188-7297, Sanfandila, Querétaro, México, 2012.
97. TARJUELO, J. M.: "El riego por aspersión y su tecnología", Ediciones Mundi-Prensa, ISBN: 84-8476-225-4, México, 2005.
98. TCHOBANOGLIOUS, G; BURTON F.: "Ingeniería de aguas residuales tratamiento y reutilización", Volumen 1, Metcalf&Eddy, Inc., Tercera edición, Ediciones McGraw-Hill, pp.120, ISBN: 0-07-041690-7, México, 1997.

99. TREZZA, R; PACHECO, Y; SUAREZ; Y; NUÑEZ A; UMBRÍA, I.: “programación del riego en caña de azúcar en una zona semiárida del estado Lara, Venezuela, utilizando la metodología FAO-56”. Revista Bioagro, Vol.20, No.1, pp.21-27, ISSN: 1316-3361, Venezuela, 2008.
100. VALENZUELA, G.: “Análisis comparado entre conducción abierta y entubada”. Revista Chileriego 35(octubre): 50-51, Chile, 2008.
101. VÁZQUEZ, R. J; SOLANO, O. J.: “Modelación espacial de la lluvia y la evapotranspiración teniendo en cuenta parámetros geográficos”, Ciencias de la Tierra y el Espacio, Vol.14, No.1, pp.80-90, ISSN: 1729-3790, 2013.
102. VICENTE-SERRANO, S. M.; SAZ-SÁNCHEZ, M. A.; CUADRAT, J. M.: “Comparative analysis of interpolation methods in the middle Ebro Valley (Spain): application to annual precipitation and temperature”, Climate Research, 24:161-180, USA, ISSN: 1616-1572, United Kingdom, 2003.
103. VILLÓN, M.: “Hidráulica de canales”, Editorial Tecnológica de Costa Rica, pp.487, ISBN: 978-9977-66-203-9, Cartago, Costa Rica, 2008.
104. WORLD BANK: “Informe anual del Banco Mundial 2011”, pp.32, ISBN: 978-0-8213-8871-6, Washington, USA, 2012.
105. VILDÓSOLA, P.: “El impacto agrícola del Proyecto Pascua Lama: El Huasco, un vergel a medio camino”. Disponible en <http://diario.elmercurio.cl>; consultado el 12 de mayo 2015, Chile, 2005.
106. VLOTMAN, W. F.: “Discharge measurement structures”, Third revised edition, Edited by M. G. Bos, International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI, Wageningen, pp.401, ISBN: 90-70754-15-0, The Netherlands, 1989.
107. WHITE, F. M.: “Mecánica de fluidos”. Editora McGraw-Hill/Interamericana de España, Quinta edición, ISBN: 84-481-4076-1, Madrid, España, 2015.
108. WWF: “Curso de riego para agricultores”. Proyecto de autogestión del agua en la agricultura. Life Medio Ambiente. Uso eficiente del agua en la agricultura, pp.35, Junta de Comunidades de Castilla La Mancha, España, 2005.
109. ZÚÑIGA, A; JORDÁN, C.: “Pronóstico de caudales medios mensuales empleando Sistemas Neurofuzzy”. Revista Tecnológica ESPOL, Vol. 18, No.1, ISSN: 1390-3659, pp.17-23, Ecuador, 2005.