

**DOTACIÓN DEL BANCO BÁSICO HIDRODINÁMICO Y ELABORACIÓN DEL
PROTOCOLO DE FUNCIONAMIENTO, PRIMERA ETAPA PARA EL
LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO.**

**MILADY GÓMEZ LATORRE
MARLY ANDREA GÓMEZ MUÑOZ**

**UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2015**

**DOTACIÓN DEL BANCO BÁSICO HIDRODINÁMICO Y ELABORACIÓN DEL
PROTOCOLO DE FUNCIONAMIENTO, PRIMERA ETAPA PARA EL
LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO.**

**MILADY GÓMEZ LATORRE
MARLY ANDREA GÓMEZ MUÑOZ**

**Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar al título de
Ingeniera Civil**

**Director:
Ing. Msc. ROBERTO SALAZAR CANO**

**UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2015**

NOTA DE RESPONSABILIDAD

Las ideas aportadas en el trabajo de grado son responsabilidad exclusiva de los autores.

Artículo 1° acuerdo # 324 del 11 de Octubre de 1966 del Honorable Consejo Directivo de la Universidad de Nariño.

“La Universidad de Nariño no se hace responsable de las opiniones o resultados obtenidos en el presente trabajo y para su publicación priman las normas sobre el derecho de autor”

Artículo 13, Acuerdo N. 005 de 2010 emanado del Honorable Consejo Académico.

Nota de aceptación

Presidente del jurado

Jurado

Jurado

San Juan de Pasto, Septiembre de 2015

DEDICATORIA

A mis padres y mis hermanos, por haberme brindado su comprensión y apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida y por todos sus esfuerzos para ayudarme a hacer realidad mis sueños.

A mi hijo y mi esposo, por la paciencia y el amor que siempre me han demostrado, por los sacrificios que juntos hemos superado y por convertirse en mi mayor motivación para alcanzar mis metas.

Milady Gómez

A mi hermana Adriana, a quien jamás encontraré la forma de agradecer el apoyo incondicional que me brinda, sin el cual este triunfo no hubiera sido posible.

A mi madre, quien es pilar fundamental en mi vida y de quien he recibido todo el amor y comprensión que me permiten cumplir cada una de mis metas.

A mi novio, Mario, por ser mi mayor inspiración para luchar por mis sueños y por ser una persona incondicional siempre.

Andrea Gómez

AGRADECIMIENTOS

Las autoras expresan sus más sinceros agradecimientos

Al ingeniero Roberto Salazar Cano, director de este trabajo, quien con su conocimiento y experiencia nos guió y acompañó durante todo este proceso y durante nuestro paso por el Alma Mater.

A Roberto García, auxiliar del laboratorio de hidráulica de la Facultad de Ingeniería, por su desinteresada colaboración, sin la cual no hubiese sido posible la culminación de este proyecto.

A la Universidad de Nariño, por la formación académica, especialmente a la Facultad de Ingeniería.

RESUMEN

Ante la importancia que representa para el estudiante de Ingeniería Civil el uso del Laboratorio de Hidráulica y saneamiento de la Universidad de Nariño para afianzar los conceptos teóricos tratados en asignaturas como mecánica de fluidos e hidráulica, los cuales serán de gran utilidad en la vida profesional en el momento de ser aplicados en el diseño de todo lo concerniente a las instalaciones hidráulicas y sanitarias entre las que se encuentran los acueductos, alcantarillados entre otros, se desarrolla este trabajo de grado, el cual presenta el diseño y detalla el proceso de construcción del nuevo equipo que estará a disposición del laboratorio y que sin duda será de gran utilidad para futuras generaciones de estudiantes.

En el documento se detalla el diseño de cada una de las partes que conforman el equipo que lleva por nombre banco hidrodinámico y de las compuertas intercambiables que ayudaran a realizar diferentes ensayos, considerando todos los conceptos que fueron necesarios para lograr dicho fin.

Posteriormente, se describe el proceso de construcción y puesta en funcionamiento del banco para con ello realizar las pruebas necesarias y lograr la calibración de cada uno de los vertederos, obteniendo así la curva de calibración y el coeficiente de descarga de cada uno de ellos, además de la comparación entre los valores obtenidos por medio de las formulas establecidas para los diferentes aforadores y los resultados obtenidos en laboratorio.

Al final, se presenta un protocolo de funcionamiento del nuevo montaje que servirá como guía a las personas interesadas en realizar sus pruebas con este prototipo, en donde se establecen las normas básicas para el buen funcionamiento del banco y las guías para llevar a cabo los ensayos de medición de caudales por medio de los diferentes vertederos.

ABSTRACT

Facing the importance that represents the use of the hydraulics and purification laboratory of the University of Nariño for civil engineer students to reinforce the theoretical concepts discussed in subjects such as fluid mechanics and hydraulics; which will be useful in their professional life at the time to be applied in the design of everything related to hydraulic and purification facilities which include aqueducts and sewers etc. The Development of this graduation project, which feature the design and details the construction process of new equipment that will be available to the laboratory and which will undoubtedly be of great usefulness for the future generations of students.

This document details the design of each piece that make up the equipment that bears the name of Hydrodynamic Bank, including the interchangeable floodgates that would help to perform different essays, considering all the concepts which were necessary to achieve that goal.

Afterwards, it describes the construction process and commissioning of the Bank, hen to perform the necessary tests to achieve the calibration of each of the weirs, thus obtaining the calibration curve and the discharge coefficient of each of them, in addition to the comparison between the values obtained by means of the established theoretical formulas for different flumes and laboratory results.

Finally an operation protocol is presented for the new montage which will serve as a guide to those interested in carrying out tests with the prototype, where the basic rules for proper functioning of the Bank and guidelines are established to carry out trials of measuring flows by means of the different weirs.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	18
1. MARCO TEÓRICO.....	22
1.1 CANALES ABIERTOS	22
1.2 PARAMETROS PARA EL DISEÑO DEL BANCO.....	32
1.2.1 Esfuerzo tangencial.....	32
1.2.2 Esfuerzo longitudinal.....	32
1.2.3 Potencia de la bomba.....	18
1.2.4 Curvas características de las bombas.....	33
1.2.5 Diámetro hazzen.	33
1.2.6 Pérdidas localizadas.	34
2. DISEÑO	36
2.1 DIMENSIONAMIENTO DEL BANCO HIDRODINÁMICO.....	36
2.2 CALCULO DEL ESFUERZO TANGENCIAL, ESFUERZO LONGITUDINAL Y FACTOR DE DISEÑO.....	37
2.3 CALCULO DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA.....	38
2.4 CALCULO DE PERDIDAS	40
2.4.1 Pérdidas en la impulsión	40
2.4.2 Pérdidas en la succión:	42
2.5 CALCULO DE LA POTENCIA DE LA BOMBA	44
2.6 CÁMARA DE AQUIETAMIENTO	45
2.7 DISEÑO DE VERTEDEROS.....	46
2.7.1 Vertederos triangulares.....	46
2.7.2 Vertedero rectangular sin contracciones.....	48
2.7.3 Vertedero cipolletti.....	49
2.7.4 Vertedero sutro.	50
3. CONSTRUCCIÓN.....	52

4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	54
4.1	VERTEDERO TRIANGULARES	54
4.1.1	Vertedero a 22,5o.....	54
4.1.2	Triangular a 90°:.....	63
4.2	VERTEDERO CIPOLLETI.....	67
4.3	RECTANGULAR	71
4.4	VERTEDERO SUTRO	74
5.	CONCLUSIONES.....	79
6.	RECOMENDACIONES	80
	BIBLIOGRAFÍA.....	81
	ANEXOS	82

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Km de pérdidas por accesorios para la impulsión.....	40
Tabla 2. Km pérdidas para la succión.....	43
Tabla 3. Altura vs separación, curva vertedero sutro.....	50
Tabla 4. Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero triangular 22,5 ⁰	54
Tabla 5. Cálculo de logaritmos de Q observados y alturas vertedero triangular 22.5 ⁰	55
Tabla 6. Caudales observados y generados por la ecuación vertedero triangular 22,5 ⁰	56
Tabla 7. Cálculo de coeficiente de descarga vertedro triangular 22,5 ⁰	57
Tabla 8. Comparacion de caudales y cálculo de error vertedero triangular 22,5 ⁰	58
Tabla 9. Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero triangular 45 ⁰	59
Tabla 10. Cálculo de logaritmos de Q observados y alturas vertedero triangular 45 ⁰	59
Tabla 11. Caudales observados y generados por la ecuación vertedero triangular 45 ⁰	60
Tabla 12. Cálculo de coeficiente de descarga vertedro triangular 45 ⁰	61
Tabla 13. Comparacion de caudales y cálculo de error vertedero triangular 45 ⁰	62
Tabla 14. Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero triangular 90 ⁰	63
Tabla 15. Cálculo de logaritmos de Q observados y alturas vertedero triangular 90 ⁰	63
Tabla 16. Caudales observados y generados por la ecuación vertedero triangular 90 ⁰	64
Tabla 17. Cálculo de coeficiente de descarga vertedro triangular 90 ⁰	65

Tabla 18.	Comparación de caudales y cálculo de error vertedero triangular 90°	66
Tabla 19.	Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero cipolletti	67
Tabla 20.	Cálculo de logaritmos de caudales observados y alturas vertedero cipolletti	67
Tabla 21.	Caudales observados y generados por la ecuación vertedero cipolletti	68
Tabla 22.	Cálculo de coeficiente de descarga vertedro cipolletti	69
Tabla 23.	Comparacion de caudales y cálculo de error vertedero cipolletti	70
Tabla 24.	Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero recangular	71
Tabla 25.	Cálculo de logaritmos de caudales observados y alturas vertedero recangular	71
Tabla 26.	Caudales observados y generados por la ecuación vertedero recangular	72
Tabla 27.	Cálculo de coeficiente de descarga vertedro recangular	73
Tabla 28.	Comparacion de caudales y cálculo de error vertedero recangular ...	74
Tabla 29.	Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero sutro	75
Tabla 30.	Caudales observados y generados por la ecuación vertedero recangular	76
Tabla 31.	Cálculo de coeficiente de descarga vertedro sutro	77
Tabla 32.	Comparacion de caudales y cálculo de error vertedero sutro	78

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Parámetros de diseño vertederos rectangulares	26
Figura 2. Parámetros de diseño vertederos triangulares	28
Figura 3. Parámetros de diseño vertedero cipolletti.....	29
Figura 4. Parámetros de diseño del vertedero sutro.....	30
Figura 5. Diseño cámara de aquietamiento.....	46
Figura 6. Diseño vertedero triangular a 90°	47
Figura 7. Diseño vertedero triangular 45°	47
Figura 8. Diseño vertedero triangular 22.5°	48
Figura 9. Diseño vertedero rectangular sin contracciones	48
Figura 10. Diseño vertedero Cipolletti.....	49
Figura 11. Vertedero Sutró.....	51
Figura 12. Banco básico hidrodinámico	53
Figura 13. Log Q vs Log H vertedro triangular $22,5^\circ$	55
Figura 14. Curva de calibración Q vs H vertedero triangular $22,5^\circ$	56
Figura 15. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido triangular $22,5^\circ$	57
Figura 16. Comparación de caudales triangular $22,5^\circ$	58
Figura 17. Log Q vs Log H vertedero triangular 45°	60
Figura 18. Curva de calibración Q vs H vertedero triangular 45°	61
Figura 19. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido triangular 45°	62
Figura 20. Comparación de caudales triangular 45°	63
Figura 21. Log Q vs Log H vertedero triangular 90°	64
Figura 22. Curva de calibración Q vs H vertedero triangular 90°	65
Figura 23. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido triangular 90°	66

Figura 24. Comparación de caudales triangular 90°	67
Figura 25. Log Q vs Log H vertedero cipolletti	68
Figura 26. Recta de calibración Q vs H vertedero cipolletti.....	69
Figura 27. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido cipolletti.....	70
Figura 28. Comparación de caudales cipolletti	70
Figura 29. Log Q vs Log H vertedero rectangular	71
Figura 30. Curva de calibración Q vs H vertedero rectangular	72
Figura 31. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido rectangular	73
Figura 32. Comparación de caudales rectangular	74
Figura 33. Q vs h y cálculo de pendiente vertedero sutro.....	75
Figura 34. Recta de calibración Q vs H vertedero sutro	76
Figura 35. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido sutro.....	77
Figura 36. Comparación de caudales sutro	78

GLOSARIO

BOMBA: máquina que añade energía a la corriente del fluido, se encarga de convertir la energía mecánica de rotación en energía hidráulica impulsando fluido al sistema.

CANAL: un conducto en el cual el agua fluye con una superficie libre.

CAUDAL: volumen de un líquido que pasa por una sección normal de una corriente de agua en una unidad de tiempo.

COMPRESIBILIDAD: propiedad que tienen los fluidos de disminuir su volumen cuando se someten a una presión positiva. Los líquidos son considerados poco compresibles ya que dicha disminución es muy pequeña.

DENSIDAD: masa por unidad de volumen que ocupa un fluido.

DENSIDAD RELATIVA. Streeter la define como “La relación entre su peso y el peso de un volumen igual de agua en condiciones normales”, es conveniente estudiar esta propiedad en fluidos con una superficie libre.

ERROR: el porcentaje de error permite encontrar la diferencia entre los valores obtenidos y los valores teóricos, con este se puede determinar qué tan cerca es el estimado del valor real al que se quiere llegar. Para su cálculo se parte de la fórmula:

$$\frac{|Valor\ teórico - valor\ real|}{valor\ teórico} * 100$$

FLUIDO: Victor streeter define un fluido como “una sustancia que se deforma continuamente cuando se somete a una tensión de cordura por muy pequeña que esta sea”¹, dicha tensión de cordura se define por su parte como la fuerza cortante dividida por el área de la superficie. Streeter aclara además que “La tensión de cordura en un punto es límite del cociente de la fuerza cortante por el área cuando el área se reduce a cero en el punto”.

PRESION: fuerza ejercida sobre determinado objeto por una unidad de área, la presión de los fluidos no es igual que la que se ejerce sobre los sólidos, ya que dependiendo de dónde este contenido un fluido puede o no cambiar su forma.

PRESION ATMOSFERICA: hace referencia a la presión que ejerce el aire sobre la tierra, esta experimenta variaciones debido a los cambios meteorológicos, esta disminuye con la altitud.

PRESION MANOMETRICA: esta solo es aplicada cuando es superior a la presión atmosférica, cuando es negativa se llama presión de vacío. La mayoría de los aparatos miden teniendo como referencia la presión atmosférica.

La suma de estas dos presiones se conoce como presión absoluta, esta es cero únicamente cuando no existe choque entre las moléculas.

REGRESION SIMPLE. Es una técnica matemática usada para investigar y modelar la relación entre una variable independiente y una dependiente. Con ella se busca encontrar una función lineal que describa esta relación matemática a partir de una muestra.

RESALTO HIDRAULICO: la transición que se da en movimiento de un régimen rápido a lento se realiza con una gran disipación de energía, lo cual produce un frente abrupto muy turbulento, esto se conoce como resalto hidráulico. Este puede tener lugar sobre la superficie libre de cualquier flujo homogéneo o en una interface de densidad de un flujo estratificado.

VALVULAS: Aparatos mecánicos que hacen posible iniciar, detener, o regular la circulación de un fluido mediante una pieza dinámica que abre cierra o genera una obstrucción de forma parcial de uno o varios conductos, son los instrumentos de control más esenciales que se encuentran en la industria, existen válvulas con tamaños que van desde una pulgada. Estas trabajan con presiones que van desde el vacío hasta los 140 Mpa y soportan temperaturas de hasta 815 °C.

VELOCIDAD: es la velocidad media de las partículas del líquido en un punto específico a la distancia media que recorren por unidad de tiempo, medida en metros por segundo o en metros por minuto.

VERTEDERO: obstrucción ubicada sobre el fondo de un canal, sobre la cual debe pasar el flujo, utilizados en proyectos hidráulicos, ya sea como estructura de control de aprovechamientos hidráulicos o para medición de caudales.

VISCOSIDAD: propiedad de los fluidos que les permite poner resistencia las tensiones de cizalla, en el caso de los líquidos esta disminuye con la temperatura, por el contrario en los gases aumenta.

VOLUMEN ESPECÍFICO: definida como el volumen que ocupa una masa, varía con la gravedad.

INTRODUCCIÓN

El agua es y seguirá siendo la mayor y más importante fuente de vida de todos los seres existentes en la tierra, por ello, el hombre desde tiempos muy remotos se interesó por mantenerse cerca de las fuentes de agua, uno de sus principales objetivos era trasportarla de una manera que no necesite usar recipientes para este fin, de ahí nace el interés por la mecánica de fluidos que es en resumen el estudio del comportamiento de los fluidos tanto en reposo como en movimiento, llamando fluidos a los líquidos y a los gases que son sustancias que se deforman constantemente, viéndose reflejada el estudio de estos desde la antigüedad y en especial aplicando los principios al agua, desde los romanos que a pesar de no haber dejado registro, contribuyeron con grandes acueductos de esta manera se puede contar con millones de aportes que se han venido haciendo a través de la historia.

La importancia del agua para la vida, hizo que nazcan áreas específicas que se encarguen de su estudio como lo son la hidráulica y la hidrología, que son base fundamental para otras áreas que permiten solucionar un sinnúmero de problemas que hacen la vida del ser humano más fácil. Con los años a la necesidad de trasportar agua a todos los seres vivos se sumó la importancia de su potabilización y buen manejo de la misma.

Todo este contexto hace que la ingeniería civil cuente con áreas que se centran en el estudio del agua especialmente en su transporte y potabilización, como lo son la hidráulica, hidrología, plantas de potabilización etc., siendo las bases para el diseño y manejo de estructuras hidráulicas. Para este fin se ve necesario un amplio estudio y el afianzamiento de la teoría con la práctica, siendo la principal herramienta los equipos con los que se cuenta en el laboratorio de hidráulica y saneamiento de la Universidad de Nariño, el cual se ha construido gracias a la colaboración de estudiantes y profesores, lo que ha sido una gran ayuda en el proceso de aprendizaje de dichas áreas para el programa de ingeniería civil y demás programas que también se encargan del estudio de las mismas.

Es por ello que el principal objetivo de este trabajo es dotar a dicho establecimiento con un equipo más moderno y compacto como lo es el banco hidrodinámico con el cual se podrá realizar el estudio más práctico de algunos temas muy importantes como resalto hidráulico, medición de caudales, etc. En este documento se podrá observar con más detalle la formulación y planteamiento del proyecto para la creación de dicho equipo, adentrándose un poco más en los temas que se podrá estudiar con este montaje y especificando la metodología que se seguirá para su culminación exitosa.

TEMA

Título

DOTACIÓN DEL BANCO BÁSICO HIDRODINÁMICO Y ELABORACIÓN DEL PROTOCOLO DE FUNCIONAMIENTO, PRIMERA ETAPA PARA EL LABORATORIO DE HIDRÁULICA L DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO.

Modalidad

Trabajo de grado en modalidad de aplicación.

Alcance y delimitación

Durante el intervalo de tiempo necesario, se llevaran a cabo todas las actividades requeridas para cumplir con los objetivos planteados, para la realización de la primera etapa de este proyecto que consiste en la dotación del banco básico hidrodinámico y los accesorios para circulación por compuertas como son un vertedero tipo cipolletti, vertedero rectangular sin contracciones, vertedero sutro, vertederos triangulares a 90, 45 y 22 grados. Para poder una vez se cuente con el equipo construido, verificar su correcto funcionamiento, realizar los respectivos ensayos de calibración y asegurarse de que se realice un adecuado manejo mediante la elaboración de un protocolo guía que se pondrá a disposición a los estudiantes para cumplir con el correcto proceso, control y operación del equipo como tal, y para la realización de los ensayos de calibración. Es parte de la segunda etapa de este proyecto la realización del venturímetro el cual funciona en conjunto con el banco básico hidrodinámico lo cual está fuera del alcance del presente proyecto.

PROBLEMA OBJETO DE ESTUDIO

Formulación del problema

Los estudiantes del programa de ingeniería civil y de los demás programas de la Universidad de Nariño que realizan prácticas académicas e investigaciones en el laboratorio de hidráulica y saneamiento, tienen la necesidad de llevar a cabo diferentes ensayos con equipos y herramientas adecuadas, que presenten un óptimo funcionamiento y les permita complementar los conocimientos teóricos adquiridos en materias como hidráulica y mecánica de fluidos.

La falta de recursos económicos para la compra de los equipos requeridos actualmente para dotar el laboratorio, y debido a que en el módulo básico pueden regularse diversos caudales, mediante el indicador de nivel determinarse los volúmenes de salida. En conjunto con los extensos accesorios pueden realizarse ensayos de los más diversos temas de la mecánica de fluidos e hidráulica.

Por lo anterior se propuso el desarrollo del proyecto de grado “DOTACIÓN DEL BANCO BÁSICO HIDRODINÁMICO Y ELABORACIÓN DEL PROTOCOLO DE FUNCIONAMIENTO, PRIMERA ETAPA PARA EL LABORATORIO DE HIDRÁULICA Y SANEAMIENTO DEL PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO.”

JUSTIFICACIÓN

El banco básico para hidrodinámica y los accesorios para circulación por compuertas son usados en conjunto permitiendo realizar ensayos para comprobar y afianzar aspectos teóricos tratados en materias como hidráulica y mecánica de fluidos. Planteando su diseño y construcción ya que para adquirirlo por medio de compra su costo es elevado y se ha podido mostrar que es mucho más económico y práctico construirlo tal como se ha venido realizando con la mayoría de los equipos que hoy en día hacen parte del laboratorio de hidráulica.

Al dotar al laboratorio de hidráulica con el equipo ya mencionado se busca satisfacer las necesidades didácticas de los estudiantes tanto del programa de ingeniería civil, como de los diferentes programas de nuestra universidad que realizan prácticas en este laboratorio, para que puedan verificar y correlacionar la parte teórica que reciben en los distintos temas relacionados con la mecánica de fluidos y la hidráulica con el comportamiento real de un fluido como el agua.

El banco básico para hidrodinámica es un equipo que será complementado con la realización de la segunda etapa de este proyecto que es la construcción de un venturímetro el cual trabajara en conjunto con este para formar un sistema que permitirá la medición del caudal o gasto a través del tubo así como también la medición de la velocidad, la presión y el factor de paso.

Para garantizar el óptimo uso y funcionamiento del ya mencionado equipo, es relevante la elaboración del protocolo de funcionamiento, control y operación tanto del equipo en si como para la realización de ensayos de calibración de vertederos de una manera correcta y de fácil comprensión.

Después de investigar con más profundidad y analizar los vertederos que se había proyectado diseñar, se decidió cambiar la presa de placa purgada, porque los ensayos con estos vertederos tienen poca aplicación en los laboratorios que se realizan en las materias de mecánica de fluidos e hidráulica, ya que en el contenido de estas materias no se profundiza en el estudio de los procesos de derrame en vertedero purgado, por lo anterior se decidió reemplazarlo por un vertedero tipo sutro, y además diseñar y construir dos vertederos triangulares adicionales a 45° y $22,5^\circ$, al ser estos últimos más precisos para medir caudales pequeños.

OBJETIVOS

Objetivo general:

Dotar al laboratorio de hidráulica y saneamiento de la Universidad de Nariño con un banco básico para hidrodinámica, en su primera etapa y el protocolo de funcionamiento.

Objetivos específicos:

- Diseñar y construir el banco básico para hidrodinámica.
- Diseñar y construir los accesorios para circulación por compuertas.
- Instalar y verificar el adecuado funcionamiento del banco básico para hidrodinámica y los accesorios de circulación por compuertas, mediante la realización de ensayos de calibración.
- Elaborar el protocolo de funcionamiento, control y operación tanto del equipo en si como para la realización de los diferentes ensayos.

1. MARCO TEÓRICO

1.1 CANALES ABIERTOS

- **Canal.** “Según Ven te Chow¹ un canal abierto es un conducto en el cual el agua fluye con una superficie libre. Este puede ser artificial o natural, en el caso de los canales naturales sus propiedades son muy irregulares, el flujo en estos se vuelve manejable mediante un tratamiento de la hidráulica teórica, con un tema por sí mismo llamado hidráulica fluvial. Los canales artificiales son los construidos por el hombre como ejemplos de ellos son canales de navegación, canales de centrales hidroeléctricas, canales y canaletas de irrigación, cunetas de drenaje, vertederos, canales de desborde etc. Las propiedades de dichos canales se pueden controlar para obtener requisitos determinados”.¹

- **Vertedero.** Vertedero se puede definir como una obstrucción ubicada sobre el fondo de un canal, sobre la cual debe pasar el flujo. ² estos son muy utilizados en proyectos hidráulicos, ya sea como estructura de control de aprovechamientos hidráulicos o para medición de caudales. Según la forma geométrica de la abertura están los vertederos rectangulares, trapeziales, parabólicos, triangulares, etc. Y según el espesor de la pared como vertederos de pared delgada o gruesa.

Los vertederos tienen varios usos entre ellos:

- Control de nivel en embalses, canales y depósitos en general (vertederos de excedentes)
 - Derivación de un determinado caudal
 - Medición o aforos caudales
- **Vertederos de cresta ancha.** Richard h. French, define un vertedero de cresta ancha como una estructura con una cresta horizontal sobre el cual la presión del flujo se puede considerar hidrostática, esta situación se da cuando se satisface esta desigualdad:

¹ VEN TE CHOW Ph.D. Open-Chanel Flow and Its Classifications in Open-Chanel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company, Inc. New York 1959 p 19-38

$$0,08 \leq \frac{H_1}{L} \leq 0,50$$

Cuando se tiene H_1/L menor de 0,08 se deben considerar las pérdidas por fricción, si H_1/L es mayor de 0,50 la curvatura de las líneas que genera el flujo es de magnitud tal que invalida la suposición de distribución hidrostática de presiones.

- **Vertederos de pared o cresta delgada.** Se define como una lámina plana que es colocada en un canal considerando que el fluido debe pasar sobre dicha lamina y caer aguas debajo de la placa vertedora, la forma que toma el flujo al pasar por la placa vertedora ayuda a determinar el tipo de vertedero, ya sean triangulares, trapezoidales, rectangulares, parabólicas etc. La obtención de expresiones para determinar el flujo en función de otros parámetros se hace difícil por la naturaleza compleja que mantiene el flujo sobre los vertederos, estos son regidos por la gravedad y la inercia. La gravedad es la causante de la aceleración del flujo desde la superficie libre localizada aguas arriba del vertedero hasta obtener velocidades altas a la hora de su descenso por la napa. Además de ello es necesario considerar la viscosidad y la tensión superficial, por lo que es necesario determinar coeficientes experimentales que ayudan a considerarlos. Para una mejor comprensión de esto se utilizara la teoría de flujo unidimensional, asumiendo además que el perfil de velocidad de flujo de aguas arriba es uniforme, un movimiento horizontal del fluido sobre el vertedero y una presión al interior de la napa igual a la atmosférica.

Si se consideran los puntos 1 y 2 mostrados en la figura (anexo A), en donde $p_2=0$, la ecuación de Bernoulli para el flujo o a lo largo de la línea de flujo arbitraria 1-2 se puede escribir como:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \quad [1]$$

Reemplazando se tiene:

$$\left[h + \frac{P_{atm}}{\gamma} \right] + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = \left[(h - y) + \frac{P_{atm}}{\gamma} \right] + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \quad [2]$$

Dónde:

α_1 y α_2 : Coeficiente de corrección por energía cinética, o de Coriolis

V_1 : Velocidad de aproximación del flujo.

Si se despeja la velocidad del flujo por encima de la cresta del vertedero se obtiene:

$$V_2 = \sqrt{2gy + V_1^2} \quad [3]$$

Aplicando la ecuación de continuidad el caudal teórico que fluye por el área diferencial equivale a:

$$dQ_t = V_2 * dA = \sqrt{2gy + V_1^2} * b * dy \quad [4]$$

Que es igual a:

$$Q_t = \int_0^h \left(\sqrt{2gy + V_1^2} \right) * b * dy \quad [5]$$

Según Marbello “El caudal real descargado por el vertedero se obtiene introduciendo un coeficiente de descarga (C_d), con el cual se corrige el error al no tener en cuenta las pérdidas de carga del flujo, al efecto de la contracción de las líneas de corriente en la proximidad del vertedero y de la lámina vertiente sobre la cresta del mismo”.²

Este coeficiente es función de la tensión superficial y la viscosidad, además de la rugosidad del material y la forma geométrica así como la relación (h/P) considerando a P como la altura de la cresta del vertedero. Considerando esto, el caudal real que circula por el vertedero es:

$$Q = C_d * Q_t \quad [6]$$

Considerando a la velocidad de la sección 1 despreciable por lo baja, la ecuación se reduce a:

$$Q = \frac{2}{3} * C_d * L * \sqrt{2g} * h^{\frac{3}{2}} \quad [7]$$

Son considerados vertederos de cresta delgada cuando cumple con la siguiente condición:

² MARBELLO, Ramiro. Fundamentos para las prácticas de laboratorios de hidráulica. Universidad Nacional de Colombia. Postgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos. Facultad de Minas, Medellín, 2006. 320 p

$$0,5 e/h < 0,67$$

Dicha cresta puede ser delgada o afilada, considerándose vertedero de cresta delgada, en caso contrario se denominarían vertederos de cresta gruesa.

La longitud de la cresta delgada está por debajo de $6,6 \cdot 10^{-3}$ ft ($2,0 \cdot 10^{-3}$ m) por lo que, aun para los niveles mínimos de operación el cuerpo del vertedero y el flujo se separan aguas debajo de este. En este caso se forma una bolsa de aire debajo de la lámina vertedora. En la práctica según Richard h. French en su libro de hidráulica de canales abiertos “es necesario diseñar el vertedero de cresta delgada para que la presión en la bolsa de aire se mantenga constante”

a) VERTEDEROS RECTANGULARES DE CRESTA DELGADA: corte rectangular ubicado de forma simétrica en la placa delgada perpendicular y en el fondo del canal abierto, recto, generalmente se presenta de forma rectangular.

Dentro de esta categoría hay tres subdivisiones³

- Totalmente contraídos. Tienen sus lados y fondo están lo suficientemente lejos de la cresta vertedora, de tal forma que no tengan efecto sobre la contracción de la lámina vertedora.
- Parcialmente contraídos: tiene una contracción de la lámina vertedora que no se desarrolló completamente, como proximidad de las fronteras del canal
- Ancho libre: el corte se extiende completamente a través del canal $b/T = 1$

El valor teórico del gasto en este tipo de vertederos es dado por la ecuación:

$$Q = C_D C_v \frac{2}{3} (2/3 g)^{1/2} T h_1^{3/2} \quad [8]$$

En el año de 1957 Kindsvater y Carter modificaron esta fórmula para que sea aplicable a todos los vertederos rectangulares sin importar la subdivisión a la que pertenezcan. Así el gasto en este tipo de vertederos está dado por:

$$Q = \frac{2}{3} C_e \sqrt{2g} b_e h_e^{1,5} \quad [9]$$

Dónde:

$$b_e = \text{ancho efectivo} = b + K_b$$

$$h_e = \text{carga efectiva} = h_1 + K_n$$

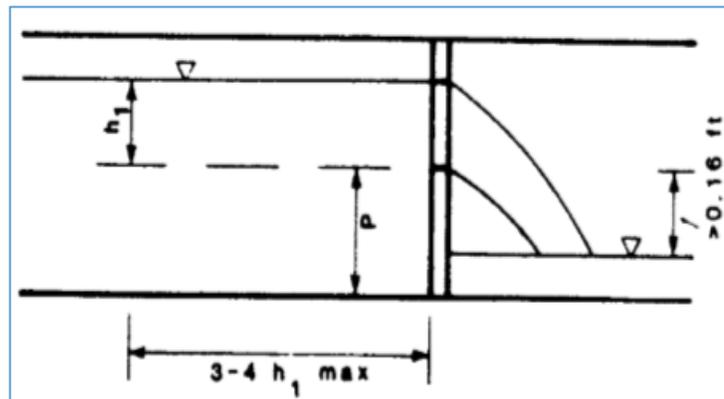
³ RICHARD H. FRENCH, Traducción por ATHALA M. Jorge E. hidráulica de canales abiertos. México, Graficas monte Albán, SA de C.V

$C_e = \text{coeficiente de gasto efectivo}$

El uso de este tipo de este vertedero se encuentra limitado a las siguientes condiciones:

- El valor mínimo recomendado de h_1 es de 0,1 ft (0,03 m). esta consideración se da al considerar la precisión en la que se puede medir h_1 relativa a la importancia de la viscosidad y tensión superficial del flujo.
- Si h_1/p excede 5, el tirante crítico puede presentarse en el canal de llegada, por ello se recomienda que $h_1/p \leq 2$ y $p \geq 0,30$ ft (0,1 m) ⁴ (Ver Figura 1)

Figura 1. Parámetros de diseño vertederos rectangulares



b) VERTEDEROS TRIANGULARES DE CRESTA DELGADA (en V). Puede ser considerado como un corte en V ubicado de forma simétrica en una placa delgada perpendicular a los lados del canal y su fondo. El libro de Richard french nos muestra dos subdivisiones:

- Totalmente contraídos
- Parcialmente contraídos.

El uso de estos vertederos se limita a las condiciones:

⁴ RICHARD H. FRENCH, Traducción por ATHALA M. Jorge E. hidráulica de canales abiertos. México, Graficas monte Albán, SA de C.V

- $h_1/p \leq 1.2$ y $h_1/T \leq 0.4$
- $0.16 < h_1 \leq 2ft$ ($0.049 < h_1 \leq 0,61 m$)
- $p \geq 0.3ft$ $p \geq 0.09 m$

Vertedero parcialmente contraído	Vertedero totalmente contraído
$h_1/p \leq 1.2$ $h_1/T \leq 0.4$ $0.16 < h_1 \leq 2ft$ $p \geq 0.3ft$ $T \geq 2ft$	$h_1/p \leq 0.4$ $h_1/T \leq 0.2$ $0.16 < h_1 \leq 1.25ft$ $p \geq 1.5ft$ $T \geq 3ft$

- $p \geq 0.2 ft$ $p \geq 0.061 m$
 - E
- |
nivel
agua
s
abaj
o del
verte
dor
debe
qued

ar debajo de su vértice.

Para la clasificación de estos vertederos se parte de las especificaciones dadas en la siguiente tabla:

Para el cálculo del gasto teórico en este tipo de estructuras se recurre a la fórmula:

$$Q = C_e \frac{8}{15} (2g)^{1/2} T \tan(1/2 \phi) h_1^{5/2} \quad [10]$$

Para que esta ecuación sea aplicable a vertederos triangulares total y parcialmente contraídos debe ser modificada así:

$$Q = \frac{8}{15} C_e (2g)^{0.5} \tan\left(\frac{1}{2} \phi\right) h_e^{2.5} \quad [11]$$

Donde $h_e = h_1 + K_h$

Y $C_e = \text{coeficiente de gasto efectivo (Anexo I)}$

Para la medición de caudales pequeño, este tipo de vertederos son los más recomendables, ya que presentan variaciones significativas de carga al hacer leves cambios en el caudal manejado. (Ver Figura 2)

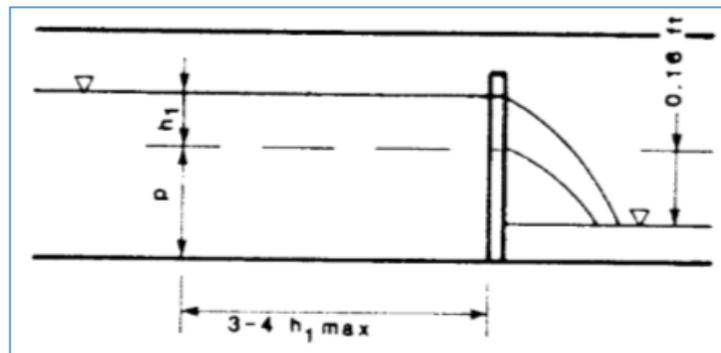


Figura 2. Parámetros de diseño vertederos triangulares

Fuente: Richard French

c) VERTEDERO CIPOLETTI:

Son una modificación de los vertederos rectangulares de cresta delgada, contraído totalmente, además de ello cuentan con una cresta horizontal y lados con taludes de 4:1. La desventaja con que cuentan estos vertederos es que no son buenos medidores de caudales como los rectangulares o los triangulares.

El gasto en este tipo de vertederos está formado por la parte en la abertura rectangular y a través de los triángulos (Ver Figura 3)

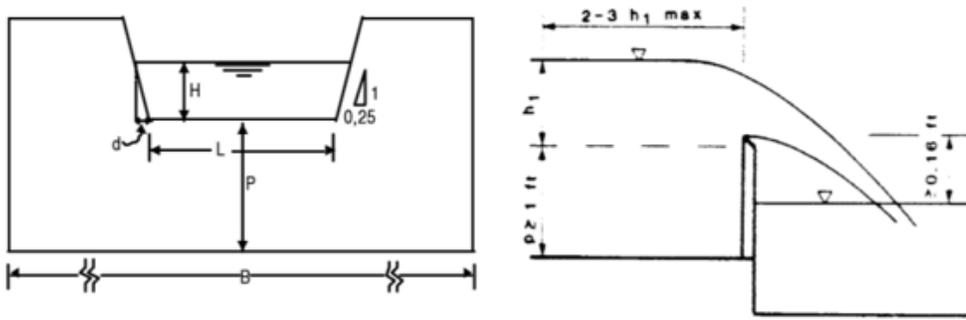


Figura 3. Parámetros de diseño vertedero cipolletti.

Fuente: Richard French

El coeficiente de descarga está determinado como 0,63, además el gasto en este tipo de vertederos es igual a un vertedero rectangular sin contracciones de longitud L.

$$Q = 0,63 * \frac{2}{3} \sqrt{2g} LH^{3/2} \quad [12]$$

Este tipo de vertederos se pueden utilizar siempre y cuando se cumplan las condiciones dadas en la figura 3 y:

1. $h_1/b \leq 0,5$
2. $0.2 < h_1 \leq 2ft$ ($0.06 < h_1 \leq 0,61 m$)

d) VERTEDERO SUTRO

Sotelo define a este tipo de vertedor como: como aquel cuya forma hace que el gasto del vertido sea proporcional a la carga h, en la Figura 4: Parámetros de diseño del vertedero sutro. Se muestra el perfil que adquiere este vertedero, en esta se puede observar que la curva se va volviéndose asíntota hacia el eje x, lo que no sería práctico en el momento de su construcción, por ello el perfil en la parte inferior es limitado hasta un ancho que sea finito b_0 para $y=c$ (Figura 4) además que el área de la superficie del vertedor reducida sea compensada al bajar la cresta por debajo del eje x en una cantidad d.

La sección de la curva en este tipo de vertederos queda dado por:

$$\frac{x}{b} = \left(1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \sqrt{\frac{z'}{a}}\right) \quad [13]$$

Este tipo de vertederos pueden ser simétricos o asimétricos, así su relación carga-

gasto está dada por: (Bos, 1976)

$$Q = C_D b \sqrt{2ga} (h_1 - 1/3 a) \quad [14]$$

En donde el coeficiente de gasto es una función de la sección de control. (Ver Figura 4)

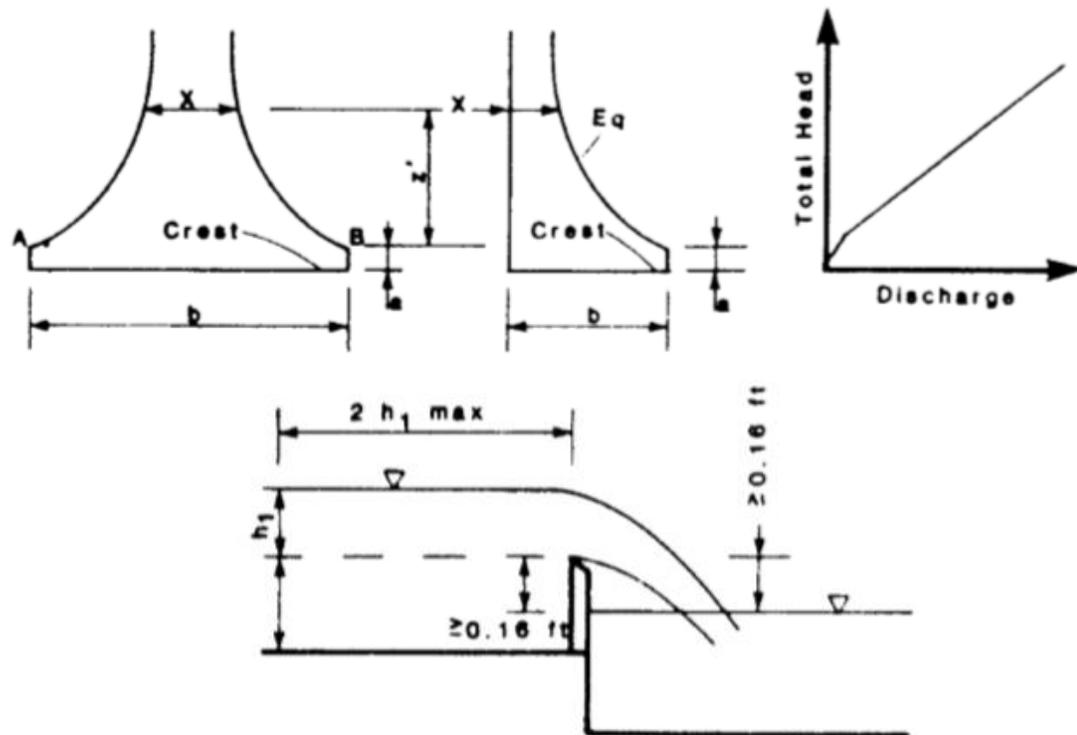


Figura 4. Parámetros de diseño del vertedero sutro.

Fuente: Richard French

El uso de vertederos es muy recomendable en canales rectangulares para el control aguas abajo, pero para ello se debe considerar lo siguiente.

- La aireación de la lámina vertedora es crucial, por ello el nivel aguas abajo debe permanecer debajo de la cresta del vertedor
- En la generalidad de las aplicaciones el perfil del vertedor se debe sobreponer directamente sobre el fondo del canal para prevenir la acumulación de sedimentos en la cara de aguas arriba del vertedor
- El gasto del vertedor es linealmente proporcional a la carga si $h_1 \geq 1,2 a$
 - h_1 Nunca debe ser menor que 0,1 ft (0,03m) ya que la influencia de la viscosidad y tensión superficial serian dominantes

- Si se quieren usar los coeficientes de gasto de la tabla (Anexo L) el ancho b del vertedor no debe ser menor a los 0,5 ft (0,15m)
- Para lograr la condición de flujo totalmente contraído t

$$\frac{b}{p} \geq 1 \text{ y } \frac{T}{b} \geq 3$$

- Se pueden utilizar este tipo de vertederos sin cumplir con las anteriores condiciones siempre y cuando se establezca un procedimiento de calibraciones de los valores de C_D .

1.2 PARAMETROS PARA EL DISEÑO DEL BANCO

1.2.1 Esfuerzo tangencial. Esfuerzo necesario para separar las dos mitades de un tramo de longitud del recipiente. La fuerza que separa las dos mitades de un tramo es la presión interna por el diámetro y por su longitud.⁵ (Ver anexo L)

$$F = pDL \quad [15]$$

$$P = \frac{F}{A_{ABCF}} \quad [16]$$

$$\sigma = \frac{F}{A_{de\ ruptura}} \quad [17]$$

Reemplazando F

$$\sigma_t = \frac{pD}{2t} \quad [18]$$

Dónde:

p= presión interna; $p = \rho gh + P_{atmosferica}$

D = diámetro interno.

t= espesor.

1.2.2 Esfuerzo longitudinal. Debido a la presión ejercida sobre los fondos o cabezas del cilindro. Si la presión se eleva hasta alcanzar el valor de la ruptura la falla se dará a lo largo de la sección longitudinal. (Ver anexo M)

⁵ ECHEVERRIA M. Diego A. y GUALCAPI T. Edmundo V. Diseño y construcción del banco hidráulico para mediciones de caudal. Trabajo de grado para la obtención de título de Ingenieros Industriales en procesos de automatización. Ambato Ecuador. Facultad de ingeniería de sistemas, 2005. 152 p

$$\sigma_1 = \frac{P}{A_2}$$

$$A_2 = \pi Dt$$

$$P = \frac{F}{A_1}$$

$$A_1 = \frac{\pi D^2}{4}$$

A_2 = área de ruptura donde actúa la fuerza P.

A_1 = área donde actúa la fuerza F.

$$P = (\pi Dt)\sigma_1 \quad [19]$$

$$F = \frac{\pi D^2}{4} P \quad [20]$$

$$[19] = [20]$$

$$\sigma_1 = \frac{pD}{4t} \quad [21]$$

Factor de seguridad (n_d), es la relación entre la resistencia y el esfuerzo.

$$n_d = \frac{s}{\sigma} \quad [22]$$

1.2.3 Potencia de la bomba. Se llama bomba centrífuga a las que aumentan la presión del líquido bombeado a través de elementos rotatorios llamados impulsadores, estos producen sobre el fondo una acción centrífuga. La bomba deberá vencer la diferencia de nivel entre dos puntos además de las pérdidas de carga producidas en el trayecto, es decir las pérdidas mayores o menores de las que se habló en el numeral anterior.

Así, la potencia que desarrolla una bomba cuando trabaja contra una carga total es dada por:⁶

$$Pb = \frac{Q*TDH*\gamma}{750*\eta} \quad [23]$$

⁶ ROBERT L. MOTT, Número de Reynolds, Flujo Laminar y Turbulento y Perdidas de energía debido a la Fricción en Mecánica de Fluidos, Pearson Educación, México 2006, p.226-245

Dónde:

P_b = Potencia a la entrada de la bomba (HP)

Q = Capacidad o caudal de la bomba (m^3/s).

TDH = Altura dinámica total de bombeo (m).

γ = Peso específico del fluido (kN/m^3).

750 = Coeficiente para transformación de unidades.

η = Eficiencia del conjunto motor bomba, para el caso presente se adopta una eficiencia de 85 % ya que está dentro del rango recomendado (60-90%)

1.2.4 Curvas características de las bombas. La carga total generada por la bomba, la potencia necesaria y la eficiencia están en función del caudal que esta descarga, las interacciones entre estas variables se las puede mostrar gráficamente y a estas graficas se las denomina curvas características de la bomba, estas son trazadas para velocidad constante (Ver anexo C)

1.2.5 Diámetro Hazzen. Teniendo en cuenta que la fórmula de Williams Hazen⁶ es una de las más conocidas y utilizadas para la determinación de pérdidas por fricción, por su alta aproximación y facilidad de aplicación, se desarrollan los cálculos usando dicha fórmula indicada a continuación.

Su expresión general está dada por:

$$V = 0,355 * C * D^{0,63} * J^{0,54} \quad [24]$$

Y en función del caudal:

$$Q = 0,2785 * C * D^{2,63} * J^{0,54} \quad [25]$$

Dónde:

V = velocidad promedio del flujo (m/s)

Q = caudal (m^3/s)

C = coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams (adimensional)

J = perdida de carga unitaria (m/m)

D = diámetro interior (m)

J = perdida de carga / longitud del conducto = H_t / L

Perdidas.

La velocidad que lleva un líquido que es la misma energía cinética se ve afectada por la fricción que se produce entre el material liquido contra el sólido de las paredes, cuando más grande sea la velocidad que se lleva, mayor será el roce. Las pérdidas presentadas en toda instalación se dividen en dos, como pérdidas por longitud o fricción y pérdidas localizadas o por accesorios.

Perdidas por longitud: definida como la pérdida de energía que ocasiona la resistencia de la tubería al paso del agua. Dadas por la ecuación:

$$H_f = J * L \quad [26]$$

Dónde:

H_f = pérdida de energía o carga producto de la fricción (m)

J = pérdidas de carga por cada metro de tubería

L = longitud de la tubería de conducción (m)

Las pérdidas por carga pueden calcularse utilizando la ecuación de Hazen y Williams

$$J = \frac{Q^{1.85}}{(0.28 * C)^{1.85} * D^{4.86}} \quad [27]$$

Dónde:

Q = Caudal a transportar $\left(m^3/s \right)$

D = diametro de la tubería (m)

C = coeficiente de rugosidad de hazen y Williams (Ver anexo D)

1.2.6 Pérdidas localizadas. Cuando el agua es forzada a cambiar de dirección se producen perdidas de energía o cargas menores, este cambio de dirección se puede dar por codos, reducciones, válvulas, llaves, tees, o cualquier accesorio, estos impiden al agua seguir circulando en línea recta.

Estas pérdidas están dadas por la ecuación: ⁷

$$H_s = \sum \left(\frac{K * V^2}{2g} \right) \quad [28]$$

Dónde:

H_s = perdidas localizadas (m)

⁸ ROBERT L. MOTT, Número de Reynolds, Flujo Laminar y Turbulento y Perdidas de energía debido a la Fricción en Mecánica de Fluidos, Pearson Educación, México 2006, p.226-245

V = Velocidadde circulacion del agua

g = gravedad

K = Constante adimencional del coeficiente de resistencia que depende de los accesorios que se contemplan en el diseño. (Anexo E)

2. DISEÑO

2.1 DIMENSIONAMIENTO DEL BANCO HIDRODINÁMICO.

El banco se diseñó en base a las dimensiones originales del equipo en estudio, con ciertas modificaciones como el espesor de las paredes concepto relacionado con el material utilizado para su construcción.

La estructura del ensayo sobre carro de laboratorio tiene las siguientes dimensiones, las cuales son apropiadas para el espacio disponible en el laboratorio: Largo = 1,38 m, Ancho = 0,77 m y Alto = 1,07 m.

- **Depósito de reserva.** Para el depósito de reserva se adopta una capacidad de 180 litros, teniendo en cuenta que este equipo no solo se utiliza como aforador sino que también se le podrán adaptar más equipos para distintos ensayos, este volumen se lo asumió por comparación con otros equipos similares adoptando el mayor encontrado para mayor confiabilidad y para poder garantizar la presencia de agua cuando se esté utilizando el depósito aforador con el máximo caudal disponible. Este depósito quedo con las siguientes dimensiones: Largo (L) = 1m, Ancho (D) = 0,6 m y Alto (h) = 0,35 m (5 cm de borde libre).
- **Depósito aforador.** Para poder medir los caudales más grandes y los volúmenes dados por el vertedero rectangular sin contracciones y el sutro con ayuda del indicador de nivel, y teniendo en cuenta la disponibilidad de espacio se dan las siguientes dimensiones: Largo = 0,6m, Ancho = 0,6 m, Alto = 0,30m
- **Canal.** Para dimensionar el canal se conservaron las medidas originales del banco hidrodinámico de referencia, quedando con las siguientes longitudes: Largo = 0,53 m, ancho = 0,15 m y alto = 0,18 m
- **Conducción.** La conducción se realizó como se muestra en el anexo N, con ayuda de una tee y una válvula de compuerta que se conecta al desagüe mediante la cual se puede derivar el caudal, y otra válvula de compuerta ubicada después de la tee que permite regular la entrada de caudal al canal, se hizo así la conexión y no directamente después de la bomba para que ésta siempre funcione al máximo y así evitar inconvenientes forzando la bomba al

disminuir el caudal. Se utilizan las uniones universales para facilitar el retiro de los accesorios o de la bomba sin dañar la conducción.

- **Desagüe.** El sistema principal de desagüe se realiza del depósito aforador al tanque de almacenamiento a través de tubería PVC de 1 ½" de diámetro con RDE 21, con una válvula de compuerta, que evita la circulación del agua cuando se realiza la medición en el depósito aforador a través del indicador de nivel. En el depósito aforador también se hará un orificio de 0,8 cm de diámetro, que sirve para aumentar la eficiencia del vaciado, y se taponó con un tornillo plástico para asiento WC (sanitario).

Para desaguar el tanque de almacenamiento se utilizó un orificio con un adaptador macho, un adaptador hembra, un niple y una válvula de bola de PVC, todo de 1/2" de diámetro, y adicional como en el depósito aforador se hizo 2 orificios de 0,8 cm de diámetro para retirar el agua que no puede desaguar la válvula, también se taponaron con tornillos plásticos para asiento WC.

2.2 CALCULO DEL ESFUERZO TANGENCIAL, ESFUERZO LONGITUDINAL Y FACTOR DE DISEÑO.

La fórmula de esfuerzo tangencial de cilindros de pared delgada coincide con la formula [18] desarrollada para el tanque.

Por lo tanto:

Calculo del esfuerzo tangencial

$$p = \rho gh + Pa = 1000 \frac{kg}{m^3} * 9,8 \frac{m}{s^2} * 0,35m + 1,01 * 10^5 Pa$$

Donde Pa = presión atmosférica.

$$p = 0,104 MPa$$

Asumiendo un espesor de $t = 1,5$ mm, se tiene:

$$\sigma_t = \frac{0,104 * 10^6 Pa * 0,35m}{2 * 0,0015m} = 12,13 MPa$$

Cálculo del esfuerzo longitudinal

Para el esfuerzo longitudinal se precederá a deducir una formula a partir del análisis que se efectuó anteriormente en el marco teórico de los cilindros de pared

delgada

$$\begin{aligned} F &= LDp & [29] \\ A &= 2ht + tD \\ P &= A\sigma_1 \end{aligned}$$

$$P = (2ht + tD)\sigma_1 \quad [30]$$

Igualando [29]= [30]

$$\begin{aligned} LDp &= t(2h + D)\sigma_1 \\ \sigma_1 &= \frac{pDL}{t(2h + D)} & [31] \end{aligned}$$

Reemplazando en [31] se tiene:

$$\sigma_1 = \frac{0,104 \cdot 10^6 \text{ Pa} \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}}{0,0015(2 \cdot 0,35 \text{ m} + 0,60 \text{ m})} = 32 \text{ MPa}$$

Calculo del factor de seguridad:

El tanque se construirá en acero galvanizado de 1,15mm de espesor que presenta una resistencia a la tracción $S = 310 \text{ MPa}$ (ver anexo B), reemplazando en [22] tenemos:

$$n_d = \frac{310 \text{ MPa}}{32 \text{ MPa}} = 9,68$$

2.3 CALCULO DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA

La altura total (ht) de bombeo se calcula teniendo en cuenta la altura desde la bomba hasta el canal, más la altura adicional que puede necesitar el venturímetro que se instalará posteriormente como parte de la segunda etapa de desarrollo de esta tesis. Asumiendo como altura total 5 m

Longitud del conducto $L = 0,355 \text{ m}$, las perdidas por accesorios teniendo en cuenta que se deben utilizar varios en relación a la longitud total, se asume como la longitud equivalente (l_e) del 50% de L , $l_e = 0,5 \cdot 0,355 \text{ m} = 0,1775 \text{ m}$

Por su parte el caudal (Q) está limitado por el máximo que puede suministrar la bomba, sabiendo que no se requiere una alta potencia se realiza el diseño asumiéndola de 0,5 hp, encontrando en las curvas características de una bomba marca IHM (ver anexo C) un caudal crítico de 48 gpm ó 3,03 L/s.

La conducción se realizó con tubería de PVC, por lo tanto su coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams $C = 150$.

$$\begin{aligned}ht &= 5,00 \text{ m} \\L &= 0,355 \text{ m} \\Le &= 0,1775 \text{ m} \\Q &= 3,03 \text{ L/s} = 0,00303 \text{ m}^3/\text{s} \\C &= 150\end{aligned}$$

Calculo de la máxima pérdida de carga unitaria (J_c)

$$J_c = \frac{ht}{L+Le} = \frac{5,0 \text{ m}}{0,355 \text{ m} + 0,1775 \text{ m}} = 9,39 \text{ m/m}$$

Despejando D de [25] se tiene:

$$D = \left(\frac{Q}{0,2785 * C * J^{0,54}} \right)^{1/2,63}$$

Reemplazando:

D_r = diámetro mínimo

$$D_r = \left(\frac{0,00303 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,2785 * 150 * 9,39^{0,54}} \right)^{1/2,63} = 0,01684 \text{ m} = 0,66 \text{ ''}$$

Teniendo en cuenta que el diámetro requerido es pequeño y conociendo la disponibilidad del mercado se debe trabajar con tubería RDE 21.

Si $D = \frac{3}{4}'' = 0,02303 \text{ m}$ diámetro interno (ver anexo C)

Reemplazando en [27] se tiene:

$$J = \left(\frac{0,00303 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,2785 * 150 * (0,02303)^{2,63}} \right)^{1/0,54} = 2,04 \text{ m/m}$$

Reemplazando en [24]

$$V = 0,355 * 150 * (0,02303)^{0,63} * (2,04)^{0,54} = 7,28 \text{ m/s}$$

Como se puede observar la velocidad es muy alta, por lo cual se opta por aumentar el diámetro para evitar turbulencia en el canal y lograr un flujo más uniforme.

Con el mismo procedimiento anterior para $D = 1'' = 0,0302 \text{ m}$ se tiene $J = 0,5464 \text{ m/m}$ y $V = 4,24 \text{ m/s}$, se dejara el diseño con diámetro de 1'', utilizando una cámara de quietamiento como lo es una placa de orificios para disminuir la velocidad.

2.4 CALCULO DE PERDIDAS

2.4.1 Pérdidas en la impulsión

Pérdida por fricción (h_f), utilizando la ecuación [26]

$$h_{fi} = 0,5464 \text{ m/m} * 0,355 \text{ m} = 0,194 \text{ m}$$

Pérdidas menores

A continuación, se presenta el despiece con la cantidad de los accesorios, siendo todos de 1'' de diámetro, y su respectivo coeficiente de pérdidas menores. (Ver anexo D.) (Ver Tabla 1)

Tabla 1. Km de pérdidas por accesorios para la impulsión

accesorios	cantidad	Km
tee flujo directo	1	0,2
Válvula de compuerta	1	0,15
unión	4	0,08
perdida en la salida	1	1

El valor de la aceleración de la gravedad es $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Reemplazando en la ecuación [28] se tiene:

- Pérdidas por tee con flujo directo

$$H_{st} = 1 \left(0,2 * \frac{(4,24 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \right) = 0,1829 \text{ m}$$

- Pérdidas válvula de compuerta

$$H_{sv} = 1 \left(0,15 * \frac{(4,24 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \right) = 0,1374 \text{ m}$$

- Pérdidas por unión

$$H_{su_i} = 4 \left(0,08 * \frac{(4,24 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \right) = 0,2927 \text{ m}$$

- Pérdidas por salida

$$H_{ss} = 1 \left(1 * \frac{(4,24 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \right) = 0,9146 \text{ m}$$

La pérdida total por accesorios H_m está dada por:

$$h_{si} = H_{st} + H_{sv} + H_{su_i} + H_{ss}$$

$$h_{si} = 0,1829 \text{ m} + 0,1374 + 0,2927 \text{ m} + 0,9146 \text{ m} = 1,53 \text{ m}$$

Las pérdidas en la succión $h_{ti} = h_{fi} + h_{si} = 0,194 \text{ m} + 1,53 \text{ m} = 1,72 \text{ m}$

2.4.2 Pérdidas en la succión:

Pérdida por fricción (h_f), la succión se hizo en tubería pvc de diámetro 1 ¼"

$$J = \left(\frac{0,00303 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,2785 * 150 * (0,03814)^{2,63}} \right)^{1/0,54} = 0,1752 \text{ m/m}$$

$$L = 0,50 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación [26]

$$h_f = 0,1752 \text{ m/m} * 0,50 \text{ m} = 0,088 \text{ m}$$

Pérdidas menores

$$V = 0,355 * 150 * (0,03814)^{0,63} * (0,1752)^{0,54} = 2,66 \text{ m/s}$$

A continuación, se presenta el despiece con la cantidad de los accesorios, siendo todos de 1 1/4" de diámetro, y su respectivo coeficiente de pérdidas menores. (Ver anexo D.) (Ver Tabla 2)

Tabla 2. Km pérdidas para la succión.

accesorios	cantidad	Km
Codo 90°	2	0,3
unión	4	0,08
perdida por entrada tipo borda	1	0,8

El valor de la aceleración de la gravedad es $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Reemplazando en la ecuación [28] se tiene:

- Pérdidas por codo 90°

$$H_{sc} = 2 \left(0,3 * \frac{(2,66 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \right) = 0,2164 \text{ m}$$

- Pérdidas por unión

$$H_{su_s} = 4 \left(0,08 * \frac{(2,66 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \right) = 0,1154 \text{ m}$$

- Pérdidas por entrada

$$H_{se} = 1 \left(0,8 * \frac{(2,66 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \right) = 0,029 \text{ m}$$

La pérdida total por accesorios en la succión h_{ss} está dada por:

$$h_s = H_{sc} + H_{su_s} + H_{se}$$

$$h_s = 0,2164 \text{ m} + 0,1154 \text{ m} + 0,029 \text{ m} = 0,3608 \text{ m}$$

Las pérdidas en la succión

$$h_{ts} = h_{fs} + h_{ss} = 0,088 \text{ m} + 0,3608 \text{ m} = 0,4488 \text{ m}$$

Las pérdidas totales H_t es la suma de las pérdidas en la succión más las pérdidas en la impulsión.

$$H_t = h_{ti} + h_{ts} = 1,72 \text{ m} + 0,4488 \text{ m} = 2,168 \text{ m}$$

2.5 CALCULO DE LA POTENCIA DE LA BOMBA

Para la determinación de la potencia transmitida por la bomba al fluido, se aplica la ecuación [23]

Adoptando un $\eta = 85\%$ ya que está dentro del rango recomendado (60-90%)⁸

La altura dinámica total de bombeo está dado por la altura h_t justificada anteriormente, más las pérdidas totales.

$$TDH = h_t + H_t = 5,0 \text{ m} + 2,168 \text{ m} = 7,168 \text{ m}$$

El peso específico del agua para una temperatura promedio medida en el laboratorio de 17°C está dado por:

$$\gamma = \rho * g$$

Dónde:

$$\rho = 998,86 \text{ Kg/m}^3 \text{ (Ver anexo G)}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\gamma = 998,86 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 9798,82 \text{ N/m}^3$$

Sustituyendo los anteriores valores en la ecuación [23] tenemos:

$$P_b = \frac{0,00303 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 7,168 \text{ m} * 9798,82 \text{ N/m}^3}{750 * 0,85} = 0,333 \text{ HP}$$

Para cumplir con la potencia requerida, por la disponibilidad en el mercado y para mejorar la medición de los caudales altos se comprará una bomba centrífuga eléctrica de 0,5 HP.

⁸ CRESPO MARTÍNEZ, Antonio, Mecánica de Fluidos, Primera Edición, Madrid Edit. Paraninfo, 2006, Pág. 615 – 645.

2.6 CÁMARA DE QUIETAMIENTO

Para lograr una buena repartición del flujo se adopta un tabique con orificios. El número y tamaño de orificios se calcula para obtener una velocidad de entrada no mayor de 1,5 m/s

Área de orificios

$$A = Q / V = 0,00303 \text{ m}^3/\text{s} / 1,25 \text{ m/s} = 0,0024 \text{ m}^2$$

Estimando un coeficiente de contracción de 0,61 (ver anexo F) tenemos que

$$A_{\text{neto}} = A_{\text{chorro}} / A_{\text{total}} = 0,61$$

$$A_{\text{real}} = A = 0,0024 \text{ m}^2 / 0,61 = 0,00398 \text{ m}^2 = 39,8 \text{ cm}^2$$

Para hallar el número n de orificios, se adopta un diámetro de orificios de ½ pulgada igual a 0,0127 m = 1,27 cm

$$A_{\text{total}} = n * D^2 / 4$$

$$n = 4 * 39,8 \text{ cm}^2 / (1,27 \text{ cm})^2 = 98,7 \approx 99 \text{ orificios}$$

Distribución: se dispondrán 9 columnas con 11 orificios cada una, la distribución para las filas será la siguiente:

$$n(A + t) = L$$

Dónde: A = espaciamiento, t = diámetro de orificios, n = número de orificios y L = longitud

$$A = (L/n) - t = \left(\frac{0,15 \text{ m}}{9}\right) - 0,0127 \text{ m} = 0,004 \text{ m}$$

$$A + t = 0,004 \text{ m} + 0,0127 \text{ m} = 0,0167 \text{ m}$$

$$(A + t)/2 = 0,0167 \text{ m} / 2 = 0,00835 \text{ m}$$

Para las columnas en una altura de 0,18 m, se tiene la siguiente distribución:

$$A = (L/n) - t = \left(\frac{0,18 \text{ m}}{11}\right) - 0,0127 \text{ m} = 0,0037 \text{ m}$$

$$A + t = 0,0037 \text{ m} + 0,0127 \text{ m} = 0,0164 \text{ m}$$

$$(A + t)/2 = 0,0164 \text{ m} / 2 = 0,0082 \text{ m} \text{ (Ver Figura 5)}$$

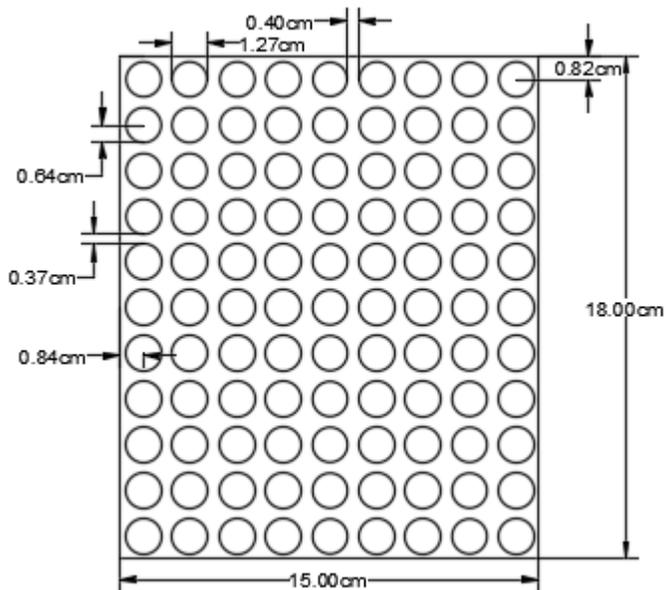


Figura 5. Diseño cámara de quietamiento.

2.7 DISEÑO DE VERTEDEROS

Teniendo en cuenta las recomendaciones y las formulas expuestas en el marco teórico acerca de los vertederos, así como la disponibilidad de espacio del canal y el máximo caudal suministrado por la bomba, se dimensionaron los vertederos.

Los respectivos coeficientes de descarga se asumieron según las recomendaciones bibliográficas consultadas, teniendo que hacer las correcciones necesarias más adelante en la calibración del equipo.

2.7.1 Vertederos triangulares. Vertederos de cresta delgada V, la ecuación de descarga está dada por [11]

Interpolando en la tabla valores característicos de C_d para vertederos triangulares (ver anexo J) para el vertedero de 22.5° , se tiene C_d entre 0.555 – 0,735 (Ver Figura 6 - 8)

- $\alpha = 90^\circ$ y $C_d = 0,60$

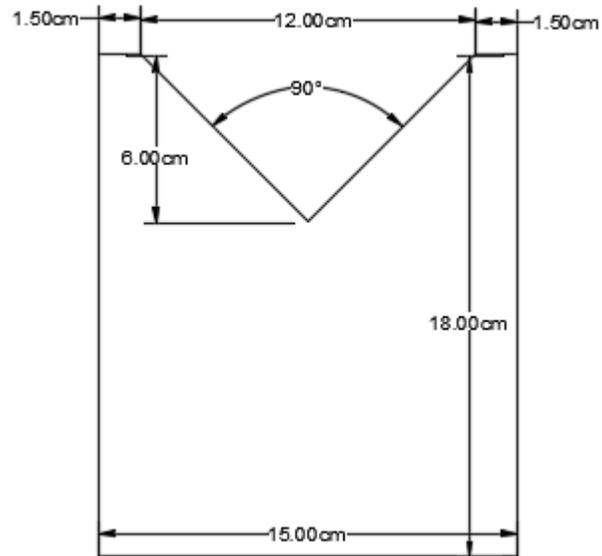


Figura 6. Diseño vertedero triangular a 90°

- $\alpha = 45^\circ$ y $C_d = 0,69$

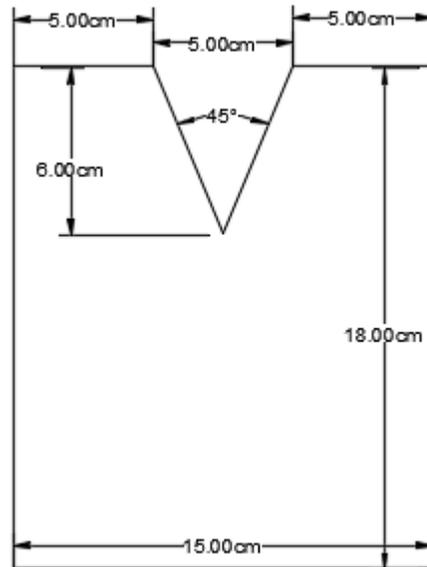


Figura 7. Diseño vertedero triangular 45°

- $\alpha = 22,5$ y $C_d = 0,735$

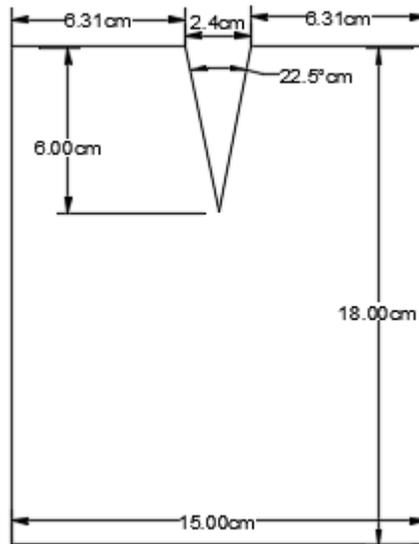


Figura 8. Diseño vertedero triangular 22.5°

2.7.2 Vertedero rectangular sin contracciones. Por las limitaciones de espacio y caudal se decide diseñar un vertedero rectangular sin contracciones, debido a que estos son recomendables para aforar grandes caudales y como ese no es nuestro caso no se cumple con las recomendaciones dadas para las fórmulas que se pueden aplicar en vertederos con contracciones. (Ver Figura 9)

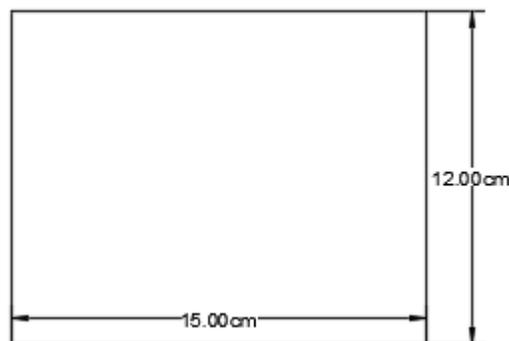


Figura 9. Diseño vertedero rectangular sin contracciones

Se utilizó la fórmula de Kindsvater – Carter, ecuación [9]

Siendo $L/B = 1$ por lo tanto $K_L = - 0,0005$ m (Ver anexo J)

Para calcular c_e se utiliza grafico coeficiente de descarga C_e (Anexo K)

Asumiendo $H = 3,6 \text{ cm}$

$H/P = 3,6 \text{ cm} / 12 \text{ cm} = 0,30$ para obtener un $C_e = 0,64$

Reemplazando los anteriores valores en la ecuación ya mencionada se tiene:

$$Q = 0,64 \sqrt{2(9,8 \text{ m/s}^2)(0,15\text{m} - 0,00005 \text{ m})(H + 0,001\text{m})^{\frac{3}{2}}}$$

Tabulando la anterior ecuación se encuentra el máximo valor de H para el máximo caudal que es de $3,03 \text{ l/s}$.

Siendo $h_{\text{max}} = 3,6 \text{ cm}$ por lo cual no se debe corregir el valor de C_e .

2.7.3 Vertedero cipolletti

La condición de Cipolletti es: $H/D = 4$

Es decir, $\tan a = 1/4$. Esto implica $\alpha = 14^\circ 2'$. (Ver Figura 10)

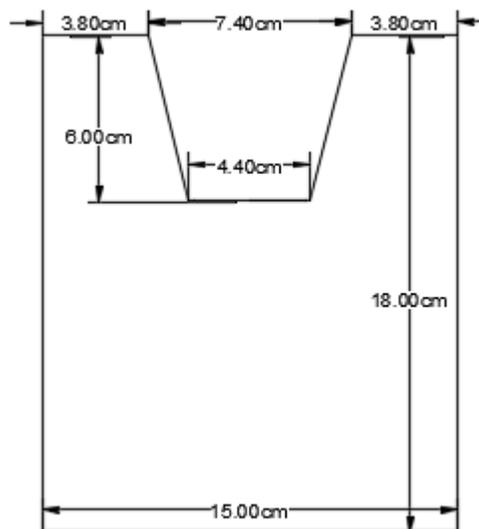


Figura 10. Diseño vertedero cipolletti

Experimentalmente se ha determinado que el coeficiente de descarga de un vertedero Cipolletti es $0,63$. El gasto en el vertedero Cipolletti es el correspondiente a un vertedero rectangular de longitud L , sin contracciones, y está dado por la ecuación [12]

$L = 4,4 \text{ cm}$

2.7.4 Vertedero sutro. Para este tipo de vertedero, la sección curva queda definida por la ecuación [13]; La relación carga-gasto para este tipo de vertedero está dada por la ecuación [14]

Se adoptaron las siguientes dimensiones para este vertedero

$$a = 0,61 \text{ cm} = 0,2 \text{ ft}$$

$$b = 14,5 \text{ cm} = 0,48 \text{ ft} \approx 0,5 \text{ ft}$$

Para calcular C_d se utilizó la siguiente tabla obteniendo $C_d = 0,608$ (Anexo L)

Para definir la curva se realizó la siguiente tabla de la altura (z') vs la separación (x). (Ver Tabla 3 y Figura 11)

Tabla 3. Altura vs separación, curva vertedero sutro.

z' (cm)	x (cm)	z' (cm)	x (cm)
0,5	7,71	7	2,65
1	6,12	7,5	2,56
1,5	5,24	8	2,49
2	4,66	8,5	2,42
2,5	4,24	9	2,35
3	3,91	9,5	2,29
3,5	3,65	10	2,24
4	3,44	10,5	2,18
4,5	3,26	11	2,13
5	3,10	11,5	2,09
5,5	2,97	12	2,05
6	2,85	12,39	2,02
6,5	2,74		

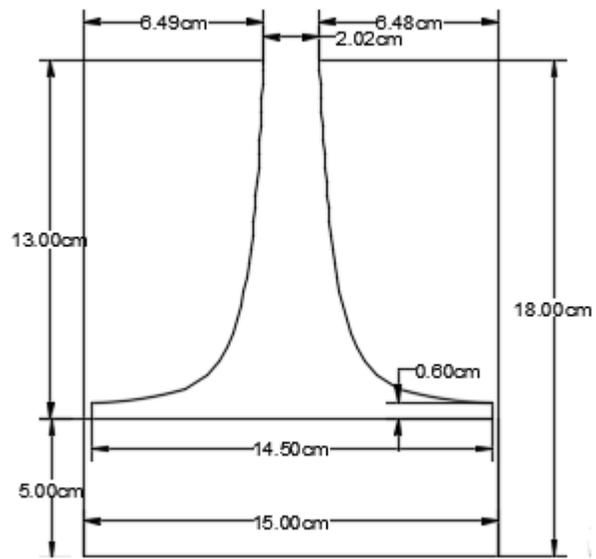


Figura 11. Vertedero sutro

3. CONSTRUCCIÓN

Con base a los datos obtenidos en los cálculos mostrados en el diseño del banco hidrodinámico, se realizaron los respectivos planos tanto del equipo como del juego de vertederos (ver anexo q); a partir de estos se procedió en primer lugar a construir el soporte, cortando y soldando perfiles rectangulares de 4*4 cm, el soporte se montó sobre ruedas para facilitar el movimiento del equipo; luego se cortó y doblo la lámina de acero galvanizado de 1,15 mm de espesor, para en seguida armar y soldar todas las partes, para posteriormente unir las al soporte. Después se macilló, se lijó las uniones y pintó con pintura anticorrosiva de color blanco el equipo. Para fijar los vertederos se usaron tornillos galvanizados, los vertederos se colocaron entre dos láminas de lona para evitar fugas de agua. (Ver anexo o, fotografía 2)

Para medir el nivel de agua en el canal se construyó el elemento que se observa en la fotografía 11 (anexo o), basándose en el que trae el equipo original. Se fija mediante tornillos galvanizados para guardarse y se puede mover a través del canal según el vertedero que se vaya a utilizar, para referencia y facilitar la medición se montó un limnómetro.

Una vez construido el equipo, con ayuda de un taladro eléctrico se abrieron los orificios necesarios. (Ver anexo o, fotografía 1)

A continuación, se realizó la instalación de la respectiva tubería y sus accesorios, limpiando muy bien todos los elementos con limpiador removedor de pvc y aplicando soldadura para PVC, garantizando la verticalidad de los elementos con un nivel de burbuja. (Ver anexo o, fotografía 5)

Por último, se hizo la instalación eléctrica de la bomba, la cual está conectada a un interruptor que facilita el encendido y apagado de la bomba, el cable desde la bomba hasta el interruptor se colocó mediante una canaleta plástica con adhesivo.

Al ensayar el equipo se observó que la cámara de aquietamiento no era suficiente para evitar turbulencia en el canal, por lo cual se colocó una tee en la salida del flujo y además se colocaron canicas, logrando uniformizar el flujo. (Ver anexo o, fotografía 7)

Por su parte para la construcción de los vertederos, en primer lugar se hicieron de lámina de acero galvanizado de 1,15 mm de espesor, midiendo y trazando la forma de cada uno para luego cortar los, teniendo especial cuidado con el vertedero sutro al tener mayor grado de dificultad por su forma curva, pero al ensayarlos aunque funcionaron adecuadamente presentaron el inconveniente de

tener bordes propensos a cortarse cuando se los esté manipulando por lo cual para evitar accidentes se decidió hacer otro juego de vertederos pero esta vez en acrílico color azul de 1,5 mm de espesor, llevando a cabo el mismo procedimiento mencionado anteriormente y adicionalmente limando los bordes para darles cierto ángulo para facilitar el flujo del agua a través del vertedero.(Ver anexo O) (Ver Figura 12)



Figura 12. Banco básico hidrodinámico

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.1 VERTEDERO TRAINGULARES

4.1.1 Vertedero a 22,5°. Después de la toma de datos (ver anexo P) se saca el promedio de los caudales por cada una de las alturas, en la

Tabla se presenta el resumen de los datos obtenidos. (Ver Tabla 4 – 5 y figura 13)

Tabla 4. Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero triangular 22,5°.

ensayo	H (m)	volumen (ml)	tiempo (s)	v (L)	Q (L/s)	Q (m ³ /s)
1	0,050	544,40	2,24	0,54	0,24	0,000243
2	0,045	524,93	3,02	0,52	0,17	0,000174
3	0,040	521,80	4,33	0,52	0,12	0,000121
4	0,035	516,00	6,91	0,52	0,07	0,000075
5	0,030	508,13	8,95	0,51	0,06	0,000057
6	0,025	239,33	8,32	0,24	0,03	0,000029
7	0,020	209,93	11,44	0,21	0,02	0,000018

La ecuación utilizada es de tipo exponencial, representada por:

$$Q = KH^m$$

Los valores de K y m se obtienen por medio de logaritmos.

$$\text{Log}Q = \text{Log}K + m\text{log}H$$

Esta tiene la ecuación general de una recta:

$$Y = mX + b$$

Donde

$$Y = \text{Log} Q$$

$$m = n$$

$$X = \text{Log} H$$

$$b = \text{Log} K$$

Tabla 5. Cálculo de logaritmos de Q observados y alturas vertedero triangular 22.5⁰

Ensayo	H (m)	Q (m ³ /s)	x (Log h)
1	0,050	0,000050	-1,30
2	0,045	0,000045	-1,35
3	0,040	0,000040	-1,40
4	0,035	0,000035	-1,46
5	0,030	0,000030	-1,52
6	0,025	0,000025	-1,60
7	0,020	0,000020	-1,70

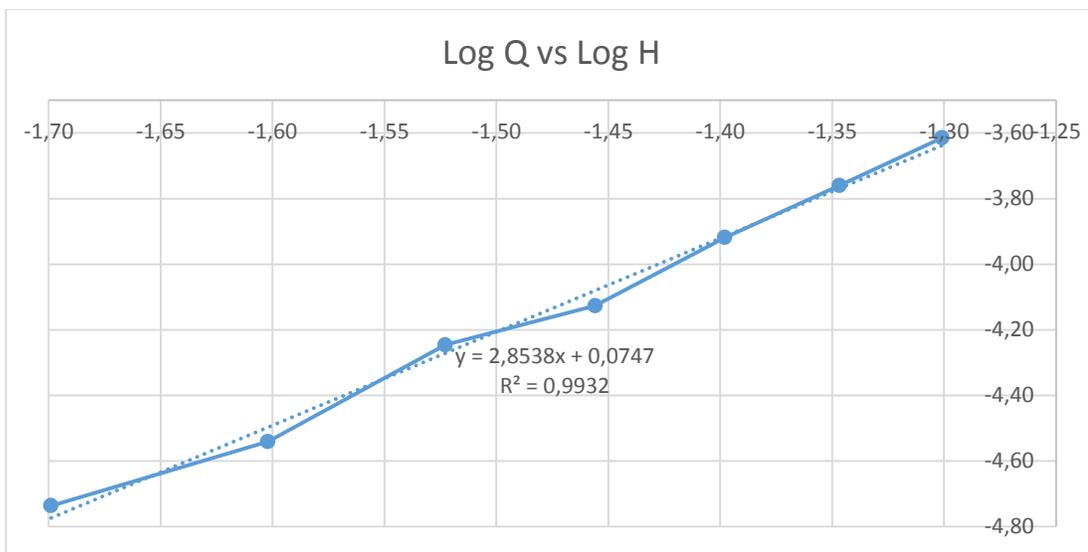


Figura 13. Log Q vs Log H vertedro triangular 22,5⁰

De la regresión se obtiene la ecuación $Y = 2,8538X + 0,00747$

De la cual $m = 2,838$ y $K = \text{Log}^{-1}(0,0747) = 1,1877$

Así la ecuación general de calibración del vertedero estudiado es:

$$Q = 1,1877H^{2,838} \quad [32]$$

Con la ecuación ya definida se calculan los caudales generados y se compara con los obtenidos en la toma de datos. (Ver Tabla 6 y figura 14)

Tabla 6. Caudales observados y generados por la ecuación vertedero triangular 22,5°.

H (m)	Q observado (m ³ /s)	Q ecuación (m ³ /s)	Q observado (L/s)	Q ecuación (L/s)
0,050	0,000243	0,000230	0,243	0,230
0,045	0,000174	0,000170	0,174	0,170
0,040	0,000121	0,000122	0,121	0,122
0,035	0,000075	0,000083	0,075	0,083
0,030	0,000057	0,000054	0,057	0,054
0,025	0,000029	0,000032	0,029	0,032
0,020	0,000018	0,000017	0,018	0,017

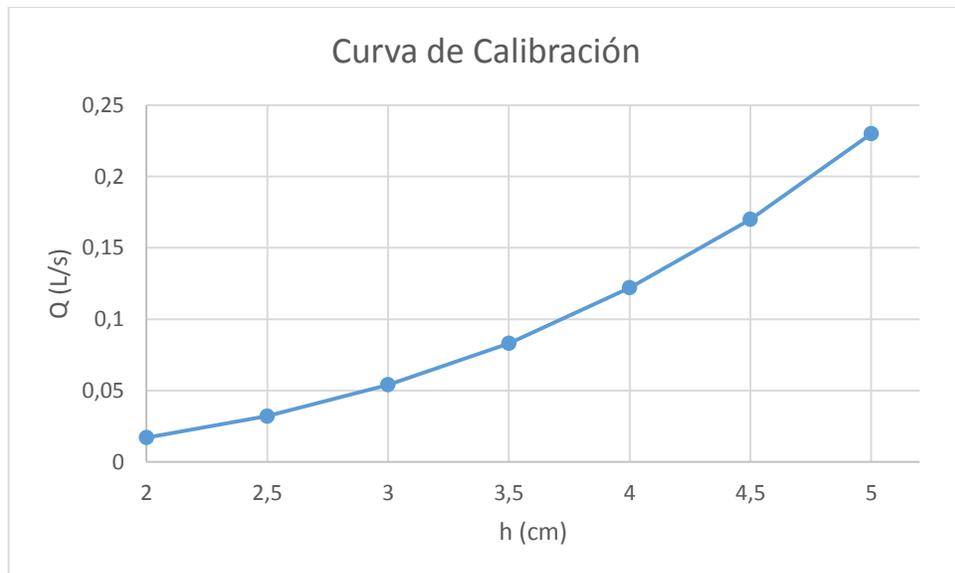


Figura 14. Curva de calibración Q vs H vertedero triangular 22,5°

Para encontrar el coeficiente de descarga es necesario igualar las fórmulas del gasto teórico (Ecuación 11) y la obtenida a partir de la calibración (ecuación 32) y despejar Cd.

Con este nuevo coeficiente se corrige el caudal teórico, en la siguiente tabla se presenta el resumen de los cálculos hechos. (Ver Tabla 7 - 8 y figura 15 - 16)

Tabla 7. cálculo de coeficiente de descarga vertedro triangular 22,5°

H(m)	Q observado (m ³ /s)	Q teórico (m ³ /s)	cálculo de CD	Q teórico corregido (m ³ /s)	Q teórico corregido (L/s)
0,050	0,00024	0,00019	0,88	0,000201	0,201
0,045	0,00017	0,00015	0,84	0,000154	0,154
0,040	0,00012	0,00011	0,81	0,000115	0,115
0,035	0,00007	0,00008	0,77	0,000082	0,082
0,030	0,00006	0,00005	0,73	0,000056	0,056
0,025	0,00003	0,00003	0,69	0,000036	0,035
0,020	0,00002	0,00002	0,63	0,000020	0,020
	CD		0,76		

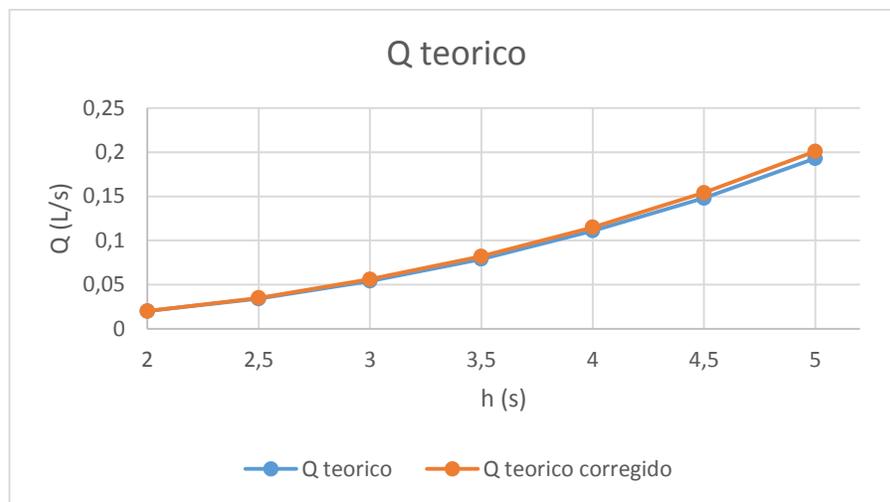


Figura 15. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido triangular 22,5°

Tabla 8. Comparacion de caudales y cálculo de error vertedero triangular 22,5°

1	2	3	4	5	6	7
H (cm)	Q observado (L/s)	Q ecuación L/s	Q teórico (L/s)	Q teórico corregido (L/s)	%error obtenido	%error ajustado
5,0	0,243	0,230	0,193	0,201	25,9	2,9
4,5	0,174	0,170	0,148	0,154	17,6	1,6
4,0	0,121	0,122	0,111	0,115	9,0	0,7
3,5	0,075	0,083	0,079	0,082	5,1	0,1
3,0	0,057	0,054	0,054	0,056	5,6	0,2
2,5	0,029	0,032	0,034	0,035	14,7	0,3
2,0	0,018	0,017	0,020	0,020	10	0,3

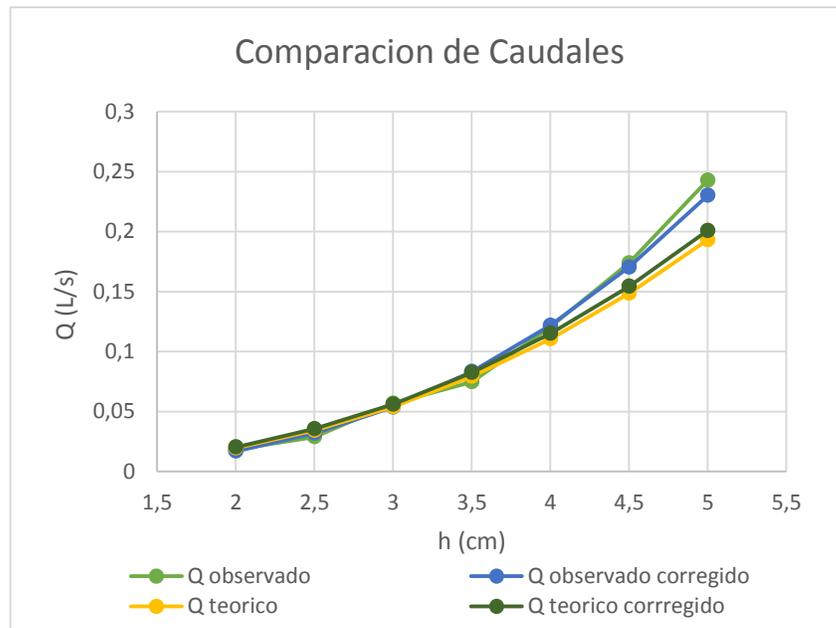


Figura 16. Comparación de caudales triangular 22,5°

En la fila 1 se encuentra la altura a la cual fueron tomados los diferentes caudales.

En la fila 2 se muestra los resultados de los caudales observados en el equipo.

La fila 3 contiene los valores del caudal observado después del ajuste a partir la regresión,

La fila 4 muestra el caudal teórico calculado a partir de las formulas características de cada uno de los vertederos (ver marco teórico)

La fila 5 muestra los caudales teóricos obtenidos a partir de la corrección del Cd y la aplicación de las fórmulas como en la fila anterior.

La fila 6 contiene el % de error obtenido entre los valores observados y el valor teórico (fila 2 y 4)

En la fila 7 se muestran los % de error entre los valores de caudal corregidos y los valores teóricos corregidos. (Fila 3 y 5)

1.2.1 Triangular 45°

Para este vertedero se utiliza el mismo procedimiento del anterior vertedero (Ver Tabla 9 – 10 y Figura 17)

Tabla 9. Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero triangular 45°.

ensayo	H (m)	volumen (ml)	tiempo (s)	v (L)	Q (L/s)	Q (m ³ /s)
1	0,050	463,07	1,22	0,46	0,38	0,00038
2	0,045	328,07	1,14	0,33	0,29	0,00029
3	0,040	220,60	1,19	0,22	0,19	0,00019
4	0,035	163,20	1,04	0,16	0,16	0,00016
5	0,030	109,80	1,13	0,11	0,10	0,00010
6	0,025	78,47	1,44	0,08	0,06	0,00006
7	0,020	40,27	1,57	0,04	0,03	0,00003
8	0,015	117,80	6,34	0,12	0,02	0,00002

Tabla 10. Cálculo de logaritmos de Q observados y alturas vertedero triangular 45°

H (m)	Q (m ³ /s)	Log H	Log Q
0,051	0,00038	-1,292	-3,419
0,045	0,00029	-1,347	-3,539
0,040	0,00019	-1,398	-3,728
0,035	0,00016	-1,456	-3,800
0,030	0,00010	-1,523	-4,009
0,025	0,00006	-1,602	-4,252
0,020	0,00003	-1,699	-4,575
0,015	0,00002	-1,824	-4,725

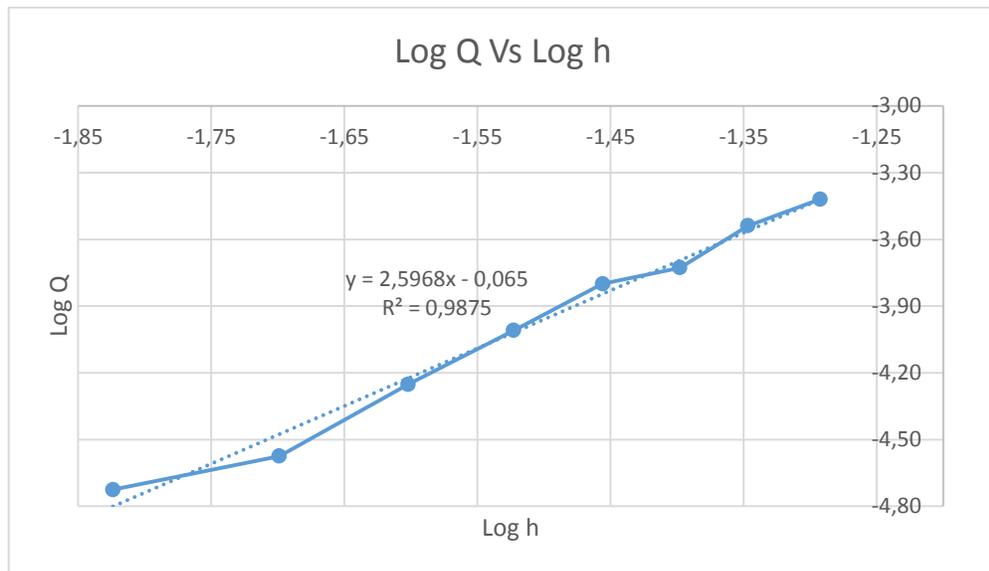


Figura 17. Log Q vs Log H vertedero triangular 45°

De la regresión se obtiene la ecuación $Y = 2,5968X - 0,065$

De la cual $m = 2,5968$ y $K = \text{Log}^{-1}(-0,065) = 0,861$

Así la ecuación general de calibración del vertedero estudiado es:

$$Q = 0,861H^{2,5968} \quad [33]$$

Con la ecuación ya definida se calculan los caudales generados y se compara con los obtenidos en la toma de datos, (Ver Tabla 11 y Figura 18)

Tabla 11. Caudales observados y generados por la ecuación vertedero triangular 45°

H (cm)	Q (m ³ /s)	Q ecuación (m ³ /s)	Q observado (L/s)	Q ecuación (L/s)
5,10	0,00038	0,00038	0,381	0,379
4,50	0,00029	0,00027	0,289	0,274
4,00	0,00019	0,00020	0,187	0,202
3,50	0,00016	0,00014	0,159	0,143
3,00	0,00010	0,00010	0,098	0,096
2,50	0,00006	0,00006	0,056	0,060
2,00	0,00003	0,00003	0,027	0,033
1,50	0,00002	0,00002	0,019	0,016

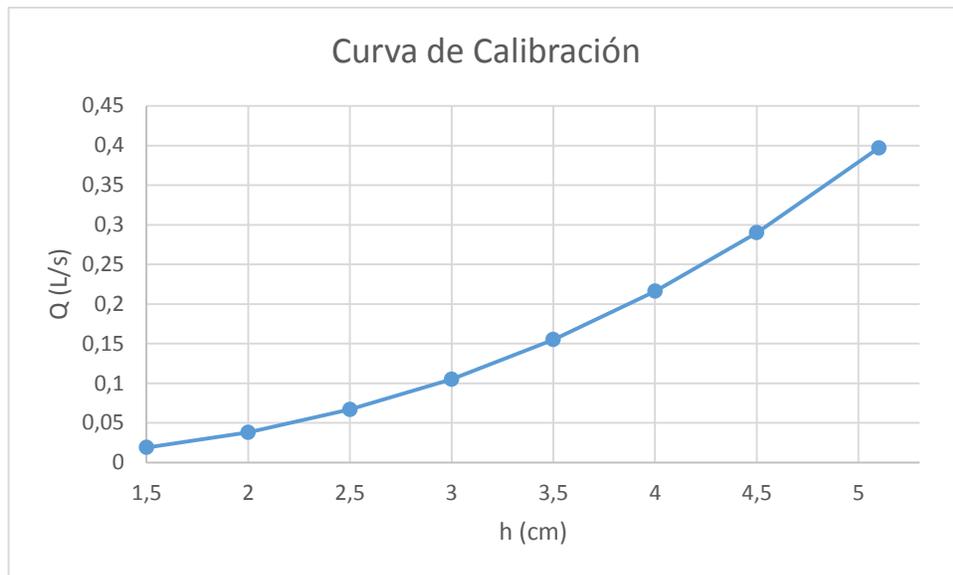


Figura 18. Curva de calibración Q vs H vertedero triangular 45°

Para encontrar el coeficiente de descarga es necesario igualar las fórmulas del gasto teórico (ecuación 11) y la obtenida a partir de la calibración (ecuación 33) y despejar C_d .

Con este nuevo coeficiente se corrige el caudal teórico, en la siguiente tabla se presenta el resumen de los cálculos hechos. (Ver Tabla 12 – 15 y Figura 19 - 21)

Tabla 12. cálculo de coeficiente de descarga vertedro triangular 45°

H (m)	Q observado (m ³ /s)	Q teórico. (L/s)	Calculo de CD	Q teórico corregido (m ³ /s)	Q teórico corregido L/s
0,051	0,0004	0,3966	0,6597	0,00036	0,361
0,045	0,0003	0,2900	0,6517	0,00026	0,264
0,040	0,0002	0,2161	0,6443	0,00020	0,197
0,035	0,0002	0,1547	0,6361	0,00014	0,141
0,030	0,0001	0,1053	0,6266	0,00010	0,096
0,025	0,0001	0,0667	0,6157	0,00006	0,061
0,020	0,00003	0,0382	0,6025	0,00003	0,035
0,015	0,00002	0,0186	0,5860	0,00002	0,017
		CD	0,6278		

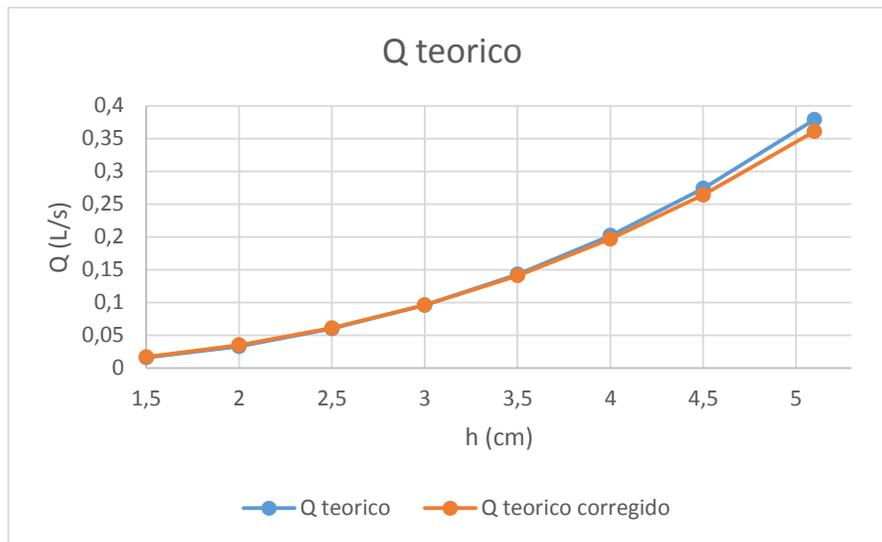


Figura 19. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido triangular 45°

Tabla 13. Comparacion de caudales y cálculo de error vertedero triangular 45°

1	2	3	4	5	6	7
H (cm)	Q observado (L/s)	Q ecuación (L/s)	Q teórico (L/s)	Q teórico corregido (L/s)	%error obtenido	%error ajustado
5,1	0,381	0,397	0,379	0,361	0,53	9,97
4,5	0,289	0,290	0,274	0,264	5,47	9,85
4,0	0,187	0,216	0,202	0,197	7,43	9,64
3,5	0,159	0,155	0,143	0,141	11,19	9,93
3,0	0,098	0,105	0,096	0,096	2,08	9,37
2,5	0,056	0,067	0,060	0,061	6,67	9,84
2,0	0,027	0,038	0,033	0,035	18,18	8,57
1,5	0,019	0,019	0,016	0,017	18,75	11,76

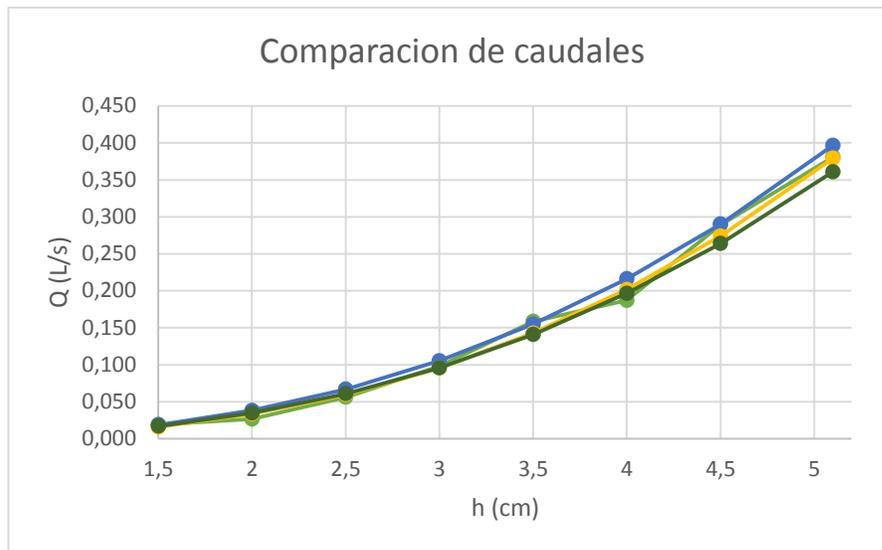


Figura 20. Comparación de caudales triangular 45°

4.1.2 Triangular a 90°:

Tabla 14. Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero triangular 90°.

ensayo	H (m)	volumen (ml)	tiempo (s)	v (L)	Q (L/s)	Q (m ³ /s)
1	0,04	385,33	0,88	0,39	0,44	0,000441
2	0,03	274,20	0,99	0,27	0,27	0,000272
3	0,03	380,47	2,40	0,38	0,16	0,000158
4	0,02	255,73	2,51	0,26	0,10	0,000103
5	0,02	230,40	3,99	0,23	0,06	0,000058
6	0,01	225,60	8,01	0,23	0,03	0,000028

Tabla 15. Cálculo de logaritmos de Q observados y alturas vertedero triangular 90°

H (m)	Q (m ³ /s)	log h	Log Q
0,036	0,00044	-1,44	-3,36
0,030	0,00027	-1,52	-3,57
0,025	0,00016	-1,60	-3,80
0,020	0,00010	-1,70	-3,99
0,015	0,00006	-1,82	-4,24
0,011	0,00003	-1,96	-4,55

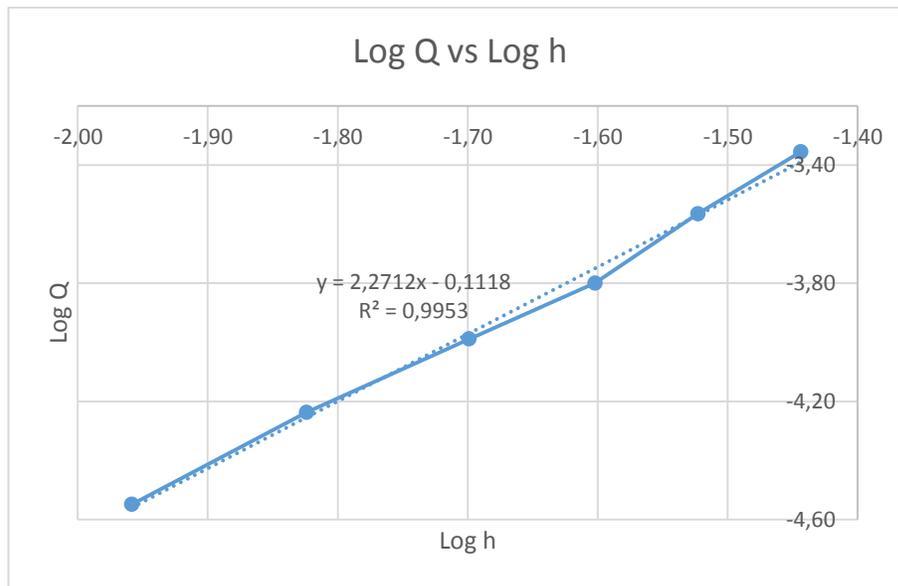


Figura 21. Log Q vs Log H vertedero triangular 90°

De la regresión se obtiene la ecuación $Y = 2,2712X - 0,1118$

De la cual $m = 2,2712$ y $K = \text{Log}^{-1}(-0,1118) = 0,7730$

Así la ecuación general de calibración del vertedero estudiado es:

$$Q = 0,77301H^{2,2712} \quad [34]$$

Con la ecuación ya definida se calculan los caudales generados y se compara con los obtenidos en la toma de datos. (Ver Tabla 16 y Figura 22)

Tabla 16. Caudales observados y generados por la ecuación vertedero triangular 90°

H (cm)	Q observado (m ³ /s)	Q ecuación (m ³ /s)	Q observado (L/s)	Q ecuación (L/s)
3,6	0,00044	0,00041	0,441	0,407
3	0,00027	0,00027	0,272	0,269
2,5	0,00016	0,00018	0,158	0,178
2	0,00010	0,00011	0,103	0,107
1,5	0,00006	0,00006	0,058	0,056
1,1	0,00003	0,00003	0,028	0,028

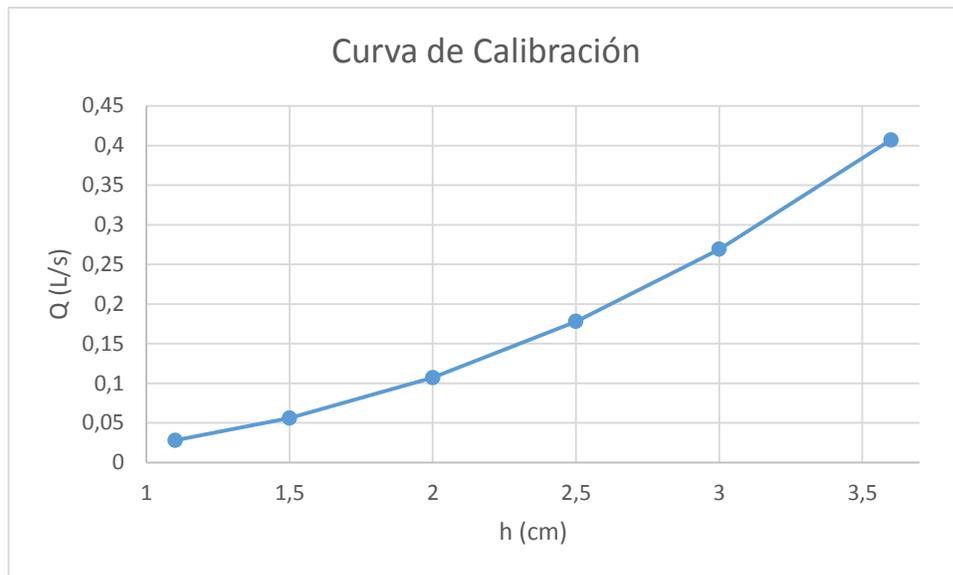


Figura 22. Curva de calibración Q vs H vertedero triangular 90°

Para encontrar el coeficiente de descarga es necesario igualar las fórmulas del gasto teórico (ecuación 11) y la obtenida a partir de la calibración (ecuación 34) y se despeja C_d .

Con este nuevo coeficiente se corrige el caudal teórico, en la siguiente tabla se presenta el resumen de los cálculos hechos. (Ver Tabla 17 – 18 y Figura 23 - 24)

Tabla 17. cálculo de coeficiente de descarga vertedro triangular 90°

H (m)	Q observado (m ³ /s)	Q teórico (m ³ /s)	Calculo de CD	Q teórico corregido (m ³ /s)	Q teórico corregido (L/s)
0,036	0,00044	0,00035	0,70	0,000461	0,46
0,030	0,00027	0,00022	0,73	0,000292	0,29
0,025	0,00016	0,00014	0,76	0,000185	0,19
0,020	0,00010	0,00008	0,80	0,000106	0,11
0,015	0,00006	0,00004	0,86	0,000052	0,05
0,011	0,00003	0,00002	0,92	0,000024	0,02
		CD	0,79		

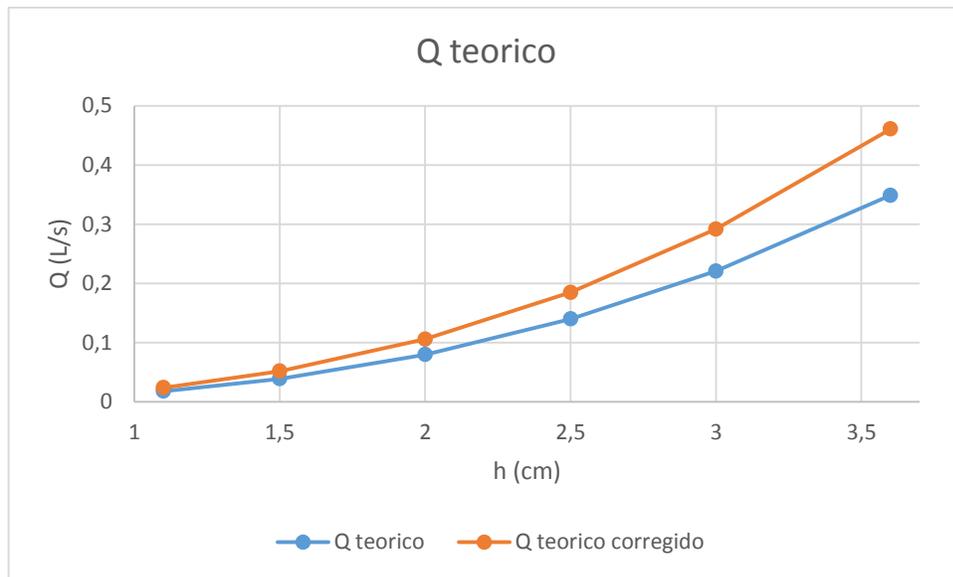


Figura 23. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido triangular 90°

Tabla 18. Comparacion de caudales y cálculo de error vertedero triangular 90°

1	2	3	4	5	6	7
H (cm)	Q observado (L/s)	Q ecuación (L/s)	Q teórico (L/s)	Q teórico corregido (L/s)	%error obtenido	%error ajustado
3,6	0,441	0,349	0,407	0,461	26,36	11,71
3	0,272	0,221	0,269	0,292	23,08	7,88
2,5	0,158	0,14	0,178	0,185	12,86	3,78
2	0,103	0,08	0,107	0,106	28,75	0,94
1,5	0,058	0,039	0,056	0,052	48,72	7,69
1,1	0,028	0,018	0,028	0,024	55,56	16,67

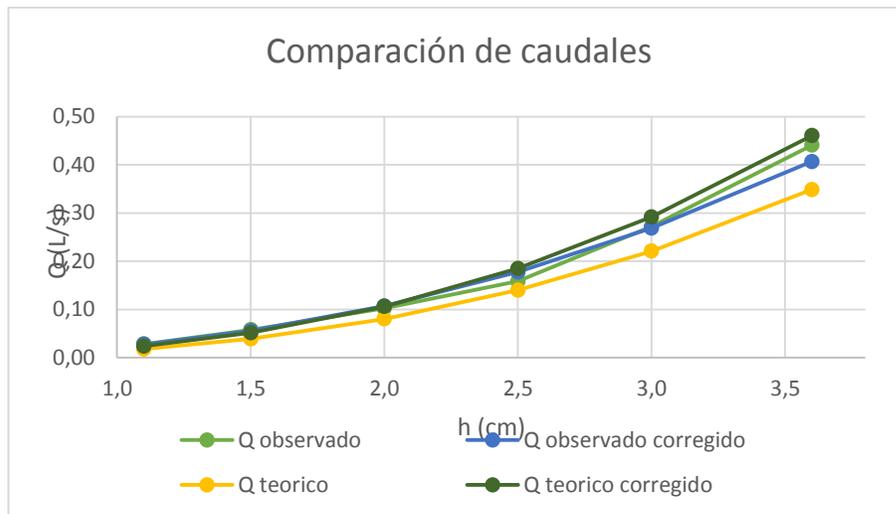


Figura 24. Comparación de caudales triangular 90°

4.2 VERTEDERO CIPOLLETTI

(Ver Tabla 19 – 20 y figura 25 -26)

Tabla 19. Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero cipolletti

H (m)	volumen (ml)	tiempo (s)	v (L)	Q (L/s)	Q (m ³ /s)
0,028	388,80	0,74	0,39	0,53	0,000528
0,024	3600,00	7,52	3,60	0,40	0,000399
0,020	3600,00	11,20	3,60	0,32	0,000322
0,016	3600,00	13,46	3,60	0,27	0,000268
0,012	545,40	3,66	0,55	0,15	0,000149
0,008	248,80	3,21	0,25	0,08	0,000077

Tabla 20. Cálculo de logaritmos de caudales observados y alturas vertedero cipolletti

H (m)	Q (m ³ /s)	x (Log h)	Y (Log Q)
0,028	0,000528	-1,553	-3,278
0,024	0,000399	-1,620	-3,399
0,020	0,000322	-1,699	-3,493
0,016	0,000268	-1,796	-3,572
0,012	0,000149	-1,921	-3,826
0,008	0,000077	-2,097	-4,111

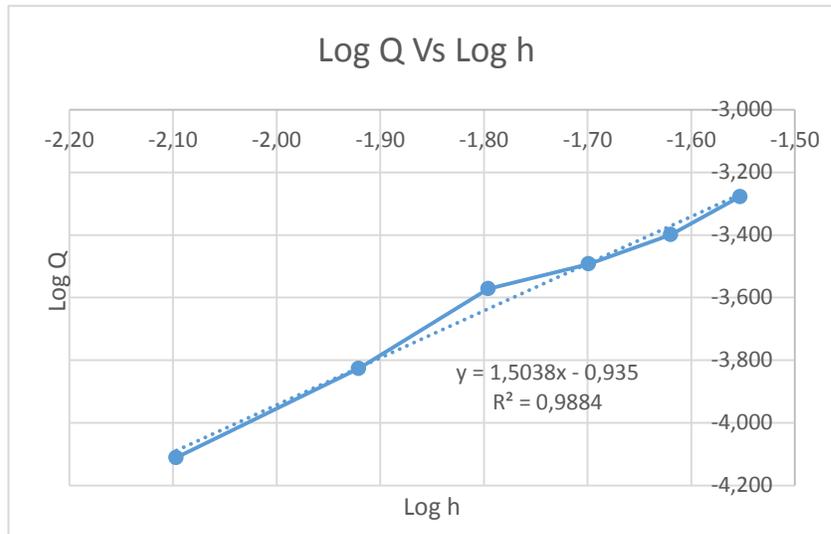


Figura 25. Log Q vs Log H vertedero cipolletti

De la regresión se obtiene la ecuación $Y=1,5038X-0935$

De la cual $m=1,5038$ y $K= \text{Log}^{-1}(-0935)=0116145$

Así la ecuación general de calibración del vertedero estudiado es:

$$Q = 01161H^{1,5038} \quad [35]$$

Con la ecuación ya definida se calculan los caudales generados y se compara con los obtenidos en la toma de datos, (Ver Tabla 21 y Figura 26)

Tabla 21. Caudales observados y generados por la ecuación vertedero cipolletti

H (cm)	Q observado (m ³ /s)	Q ecuación (m ³ /s)	Q observado (L/s)	Q ecuación (L/s)
2,80	0,000528	0,000537	0,53	0,5368
2,40	0,000399	0,000426	0,40	0,4258
2,00	0,000322	0,000324	0,32	0,3237
1,60	0,000268	0,000231	0,27	0,2314
1,20	0,000149	0,000150	0,15	0,1501

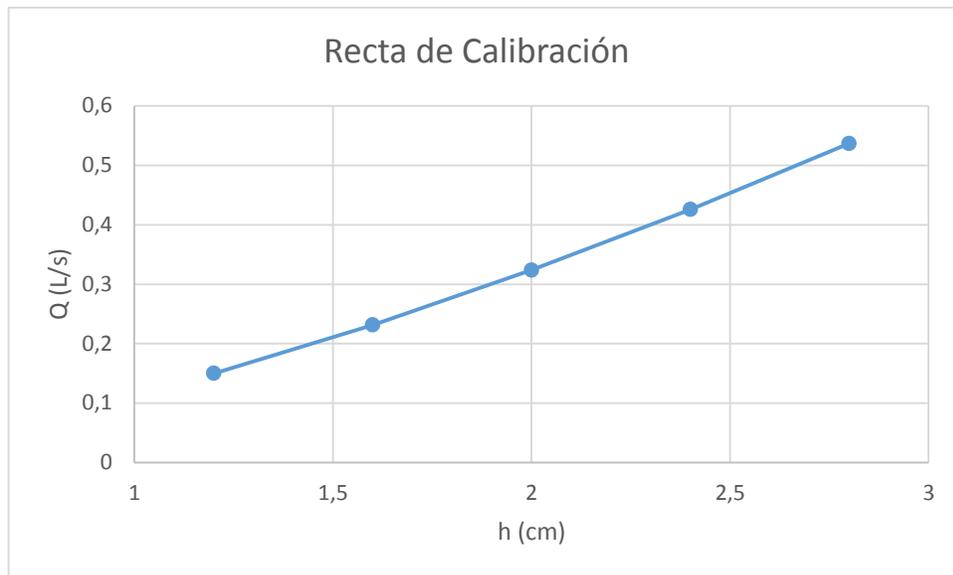


Figura 26. Recta de calibración Q vs H vertedero cipoletti

Para encontrar el coeficiente de descarga es necesario igualar las fórmulas del gasto teórico (ecuación 12) y la obtenida a partir de la calibración (ecuación 35) y se despeja C_d .

Con este nuevo coeficiente se corrige el caudal teórico, en la siguiente tabla se presenta el resumen de los cálculos hechos. (Ver Tabla 22 – 23 y figura 27 - 28)

Tabla 22. cálculo de coeficiente de descarga vertedro cipoletti

H (m)	Q observado (m ³ /s)	Q teórico (m ³ /s)	Calculo de CD	Q teórico corregido (m ³ /s)	Q teórico corregido (L/s)
0,028	0,00053	0,00038	0,8818	0,0005	0,5361
0,024	0,00040	0,00030	0,8813	0,0004	0,4254
0,02	0,00032	0,00023	0,8807	0,0003	0,3236
0,016	0,00027	0,00017	0,8800	0,0002	0,2316
0,012	0,00015	0,00011	0,8790	0,0002	0,1504
		C_d	0,8806		

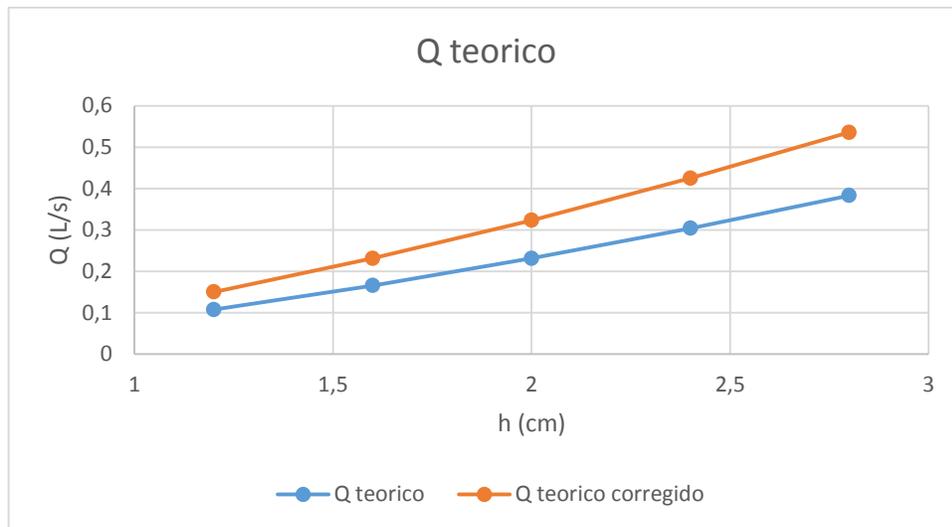


Figura 27. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido cipolletti

Tabla 23. Comparacion de caudales y cálculo de error vertedero cipolletti

1	2	3	4	5	6	7
H (cm)	Q observado (L/s)	Q ecuación (L/s)	Q teórico (L/s)	Q teórico corregido (L/s)	%error obtenido	%error ajustado
2,8	0,53	0,5368	0,3835	0,5361	27,33	0,13
2,4	0,40	0,4258	0,3043	0,4254	22,50	0,09
2	0,32	0,3237	0,2315	0,3236	27,35	0,03
1,6	0,27	0,2314	0,1657	0,2316	45,03	0,09
1,2	0,15	0,1501	0,1076	0,1504	28,19	0,20

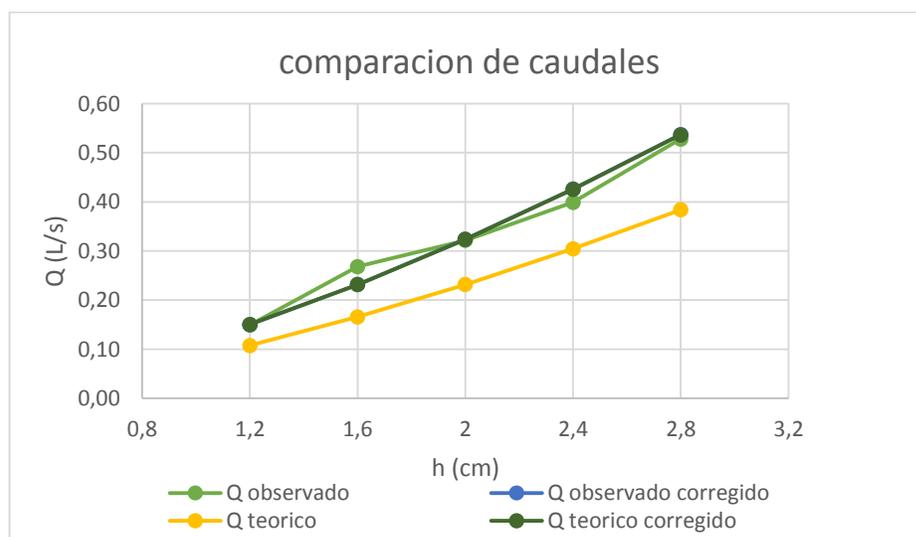


Figura 28. Comparación de caudales cipolletti

4.3 RECTANGULAR

(Ver Tabla 24 – 25 y figura 29)

Tabla 24. Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero recangular

ensayo	H (m)	volumen (ml)	tiempo (s)	volumen (L)	Q (L/s)	Q (m ³ /s)
1	0,04	3600	1,28	3,60	2,82	0,00282
2	0,032	3600	1,76	3,60	2,05	0,00205
3	0,028	3600	2,13	3,60	1,69	0,00169
4	0,024	3600	2,68	3,60	1,35	0,00135
5	0,022	3600	3,18	3,60	1,13	0,00113
6	0,02	3600	3,64	3,60	0,99	0,00099
7	0,018	3600	4,02	3,60	0,90	0,00090
8	0,016	3600	5,36	3,60	0,67	0,00067

Tabla 25. Cálculo de logaritmos de caudales observados y alturas vertedero recangular

H (m)	Q (m ³ /s)	log h	log Q
0,040	0,00282	-1,40	-2,55
0,032	0,00205	-1,49	-2,69
0,028	0,00169	-1,55	-2,77
0,024	0,00135	-1,62	-2,87
0,022	0,00113	-1,66	-2,95
0,020	0,00099	-1,70	-3,00
0,018	0,00090	-1,74	-3,05
0,016	0,00067	-1,80	-3,17

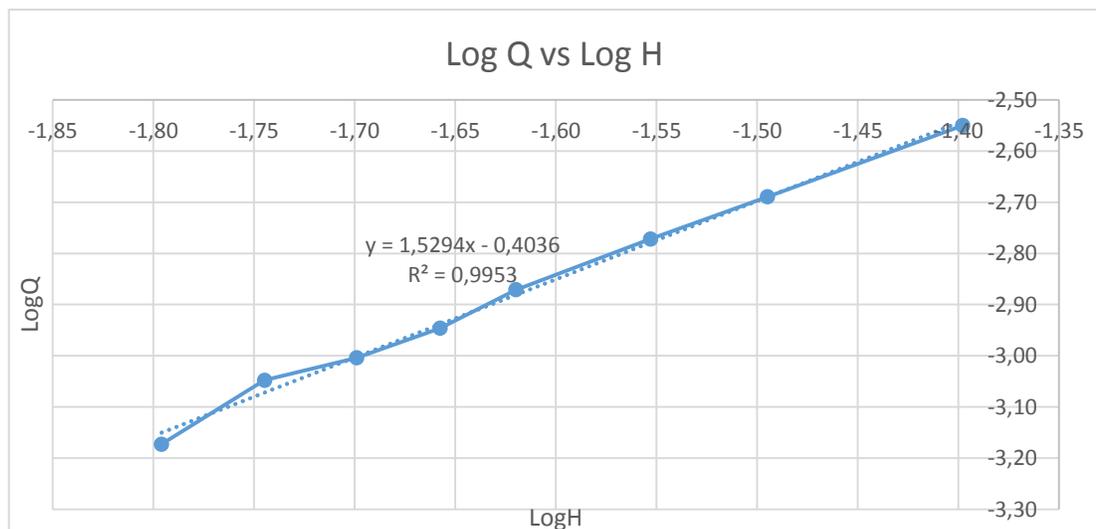


Figura 29. Log Q vs Log H vertedero recangular

De la regresión se obtiene la ecuación $Y = 1,8105X - 0,0008$
 De la cual $m = 1,8105$ y $K = \text{Log}^{-1}(-0,0008) = 0,998$

Así la ecuación general de calibración del vertedero estudiado es:

$$Q = 0,9981H^{1,8105} \quad [36]$$

Con la ecuación ya definida se calculan los caudales generados y se compara con los obtenidos en la toma de datos. (Ver Tabla 26 y Figura 30)

Tabla 26. Caudales observados y generados por la ecuación vertedero rectangular

h (cm)	Q observado (m ³ /s)	Q ecuación (m ³ /s)	Q observado (L/s)	Q ecuación (L/s)
0,040	0,00282	0,00298	2,82	2,98
0,032	0,00205	0,00199	2,05	1,99
0,028	0,00169	0,00156	1,69	1,56
0,024	0,00135	0,00118	1,35	1,18
0,022	0,00113	0,00101	1,13	1,01
0,020	0,00099	0,00085	0,99	0,85
0,018	0,00090	0,00070	0,90	0,70
0,016	0,00067	0,00056	0,67	0,56

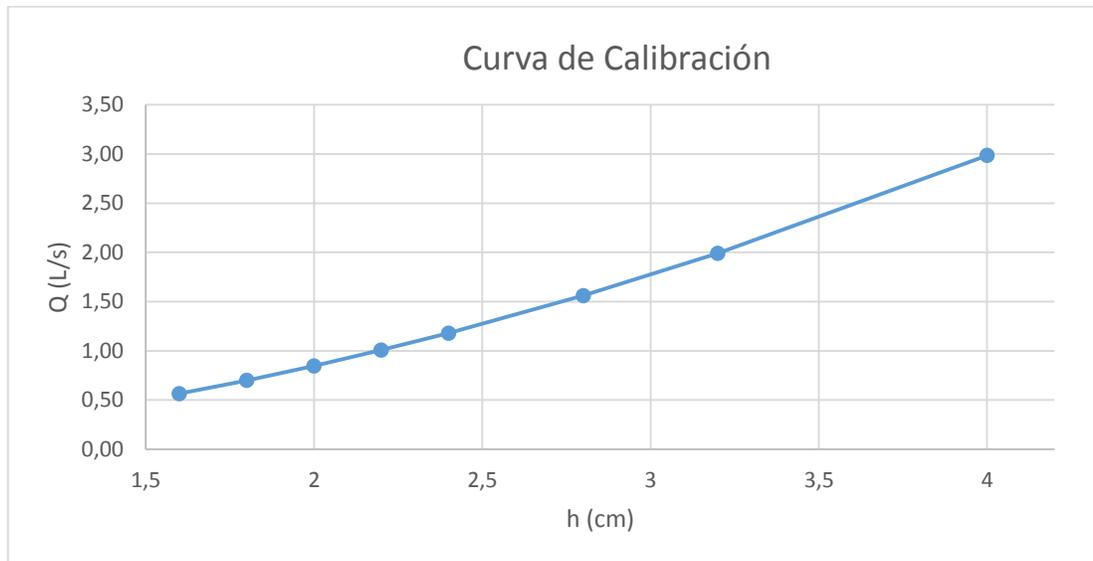


Figura 30. Curva de calibración Q vs H vertedero rectangular

Para encontrar el coeficiente de descarga es necesario igualar las fórmulas del gasto teórico (ecuación 9) y la obtenida a partir de la calibración (ecuación 36).

Con este nuevo coeficiente se corrige el caudal teórico, en la siguiente tabla se

presenta el resumen de los cálculos hechos. (Ver Tabla 27 – 28 y Figura 31 - 32)

Tabla 27. cálculo de coeficiente de descarga vertedro rectangular

h (m)	Q observado (L/s)	Q teórico (L/s)	Cálculo de Cd	Q teórico corregido (L/s)
0,040	2,82	3,52	0,54	2,47
0,032	2,05	2,54	0,50	1,79
0,028	1,69	2,09	0,48	1,47
0,024	1,35	1,67	0,45	1,18
0,022	1,13	1,48	0,44	1,04
0,020	0,99	1,29	0,42	0,91
0,018	0,90	1,11	0,40	0,78
0,016	0,67	0,94	0,38	0,66
Cd			0,45	

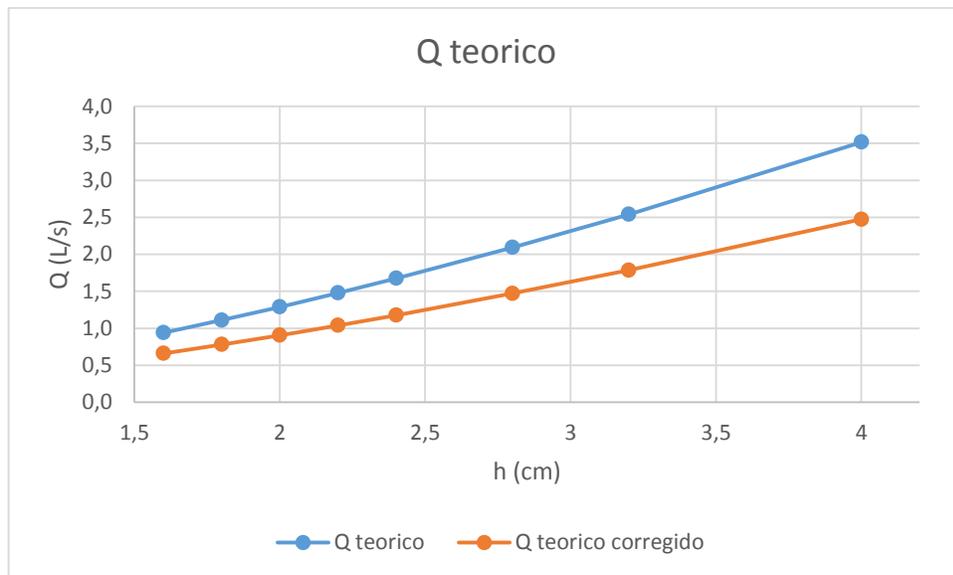


Figura 31. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido rectangular

Tabla 28. Comparación de caudales y cálculo de error vertedero rectangular

1	2	3	4	5	6	7
H (cm)	Q observado (L/s)	Q ecuación (L/s)	Q teórico (L/s)	Q teórico corregido (L/s)	%error obtenido	%error ajustado
4,0	2,82	2,98	3,52	2,47	19,89	20,65
3,2	2,05	1,99	2,54	1,79	19,29	11,17
2,8	1,69	1,56	2,09	1,47	19,14	6,12
2,4	1,35	1,18	1,67	1,18	19,16	0,00
2,2	1,13	1,01	1,48	1,04	23,65	2,88
2,0	0,99	0,85	1,29	0,91	23,26	6,59
1,8	0,90	0,70	1,11	0,78	18,92	10,26
1,6	0,67	0,56	0,94	0,66	28,72	15,15

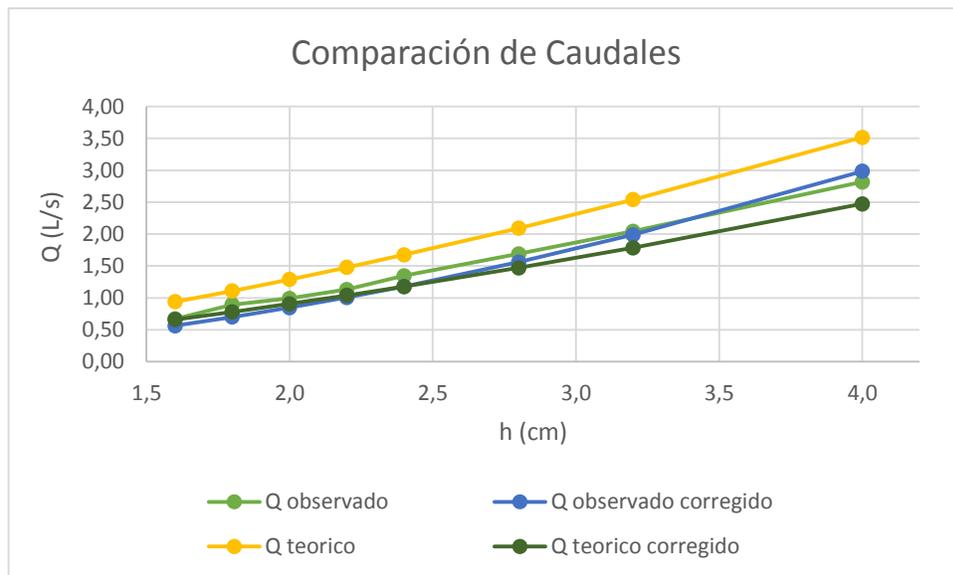


Figura 32. Comparación de caudales rectangular

4.4 VERTEDERO SUTRO

A diferencia de los otros vertederos, este no tiene una fórmula de tipo exponencial, ya que por la geometría de sus paredes su comportamiento es del tipo lineal:

$$Q = m * h$$

Para el cálculo de m se necesita encontrar la ecuación de la recta del ajuste con intersección en cero. (Ver Tabla 29 – 30 y figura 33 -34)

Tabla 29. Resumen datos obtenidos en laboratorio vertedero sutro

ensayo	altura (m)	volumen (ml)	tiempo (s)	v (L)	Q (L/s)	Q (m ³ /s)
1	0,08	3600	1,21	3,6	2,973	0,00297
2	0,071	3600	1,43	3,6	2,526	0,00253
3	0,061	3600	1,63	3,6	2,204	0,00220
4	0,051	3600	1,82	3,6	1,973	0,00197
5	0,041	3600	2,54	3,6	1,419	0,00142
6	0,0310	3600	4,05	3,6	0,888	0,00089
7	0,0280	3600	5,28	3,6	0,682	0,00068
8	0,0250	3600	6,28	3,6	0,573	0,00057
9	0,0220	3600	7,65	3,6	0,471	0,00047
10	0,0190	3600	10,35	3,6	0,348	0,00035

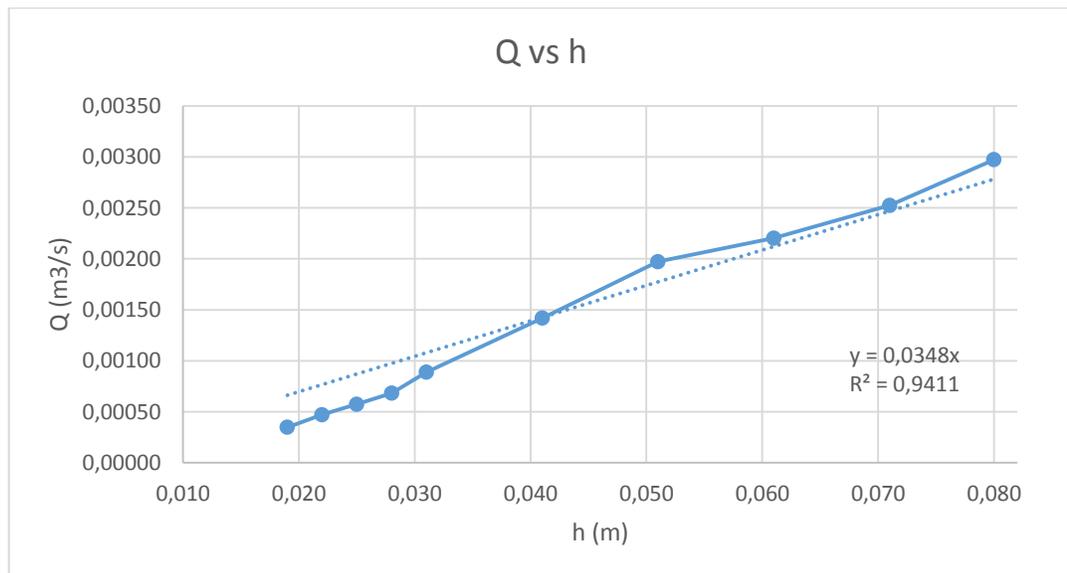


Figura 33. Q vs h y cálculo de pendiente vertedero sutro.

De la ecuación obtenida de la regresión se encuentra $m = 0,0348$, por lo tanto la ecuación de calibración es de la forma: (Ver Tabla 30)

$$Q = 0,0348 * h$$

Tabla 30. Caudales observados y generados por la ecuación vertedero rectangular

h (cm)	Q observado (m ³ /s)	Q ecuación (m ³ /s)	Q observado (L/s)	Q ecuación (L/s)
8,0	0,00297	0,0028	2,97	2,78
7,1	0,00253	0,0025	2,53	2,47
6,1	0,00220	0,0021	2,20	2,12
5,1	0,00197	0,0018	1,97	1,77
4,1	0,00142	0,0014	1,42	1,43
3,1	0,00089	0,0011	0,89	1,08
2,8	0,00068	0,0010	0,68	0,97
2,5	0,00057	0,0009	0,57	0,87
2,2	0,00047	0,0008	0,47	0,77
1,9	0,00035	0,0007	0,35	0,66

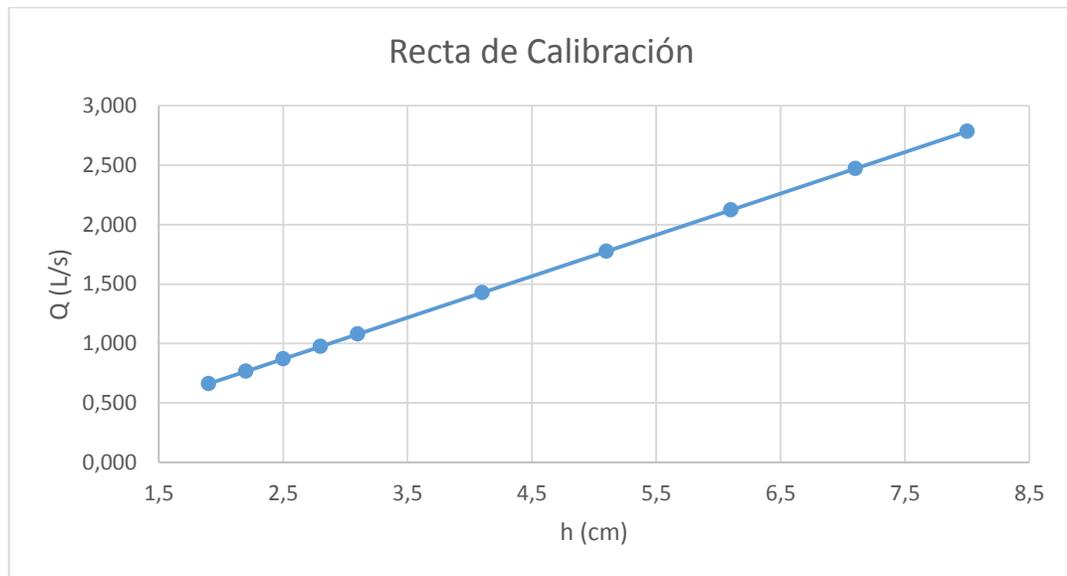


Figura 34. Recta de calibración Q vs H vertedero sutro

Para encontrar el coeficiente de descarga es necesario igualar las fórmulas del gasto teórico (ecuación 14) y la obtenida a partir de la calibración (ecuación 37) y se despeja Cd.

Con este nuevo coeficiente se corrige el caudal teórico, en la siguiente tabla se presenta el resumen de los cálculos hechos. (Ver Tabla 31 – 32 y Figura 35 - 36)

Tabla 31. cálculo de coeficiente de descarga vertedro sutro

H (m)	Q observado (m ³ /s)	Q teórico (L/s)	Calculo de CD	Q teórico corregido (m ³ /s)	Q teórico corregido (L/s)
0,080	0,00297	2,378	0,496	0,00201	2,01
0,071	0,00253	2,103	0,497	0,00178	1,78
0,061	0,00220	1,798	0,500	0,00152	1,52
0,051	0,00197	1,493	0,503	0,00126	1,26
0,041	0,00142	1,188	0,508	0,00101	1,01
0,031	0,00089	0,883	0,517	0,00075	0,75
0,028	0,00068	0,792	0,521	0,00067	0,67
0,025	0,00057	0,700	0,526	0,00059	0,59
0,022	0,00047	0,609	0,532	0,00052	0,52
0,019	0,00035	0,517	0,541	0,00044	0,44
		Cd	0,5141		

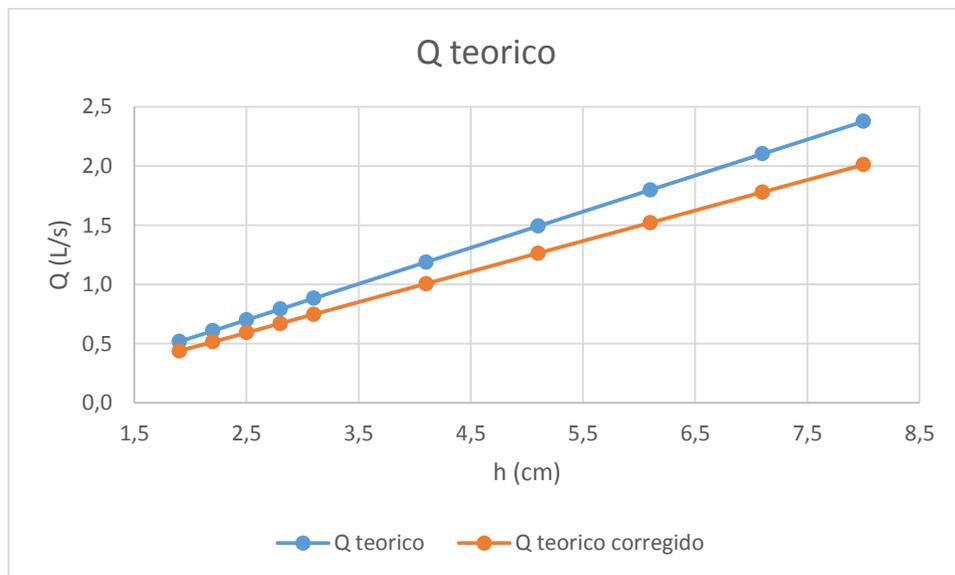


Figura 35. Comparación caudal teórico vs caudal teórico corregido sutro

Tabla 32. Comparacion de caudales y cálculo de error vertedero sutro

1	2	3	4	5	6	7
H (cm)	Q observado (L/s)	Q ecuación (L/s)	Q teórico (L/s)	Q teórico corregido (L/s)	%error obtenido	%error ajustado
8	2,97	2,78	2,38	2,01	24,79	38,31
7,1	2,53	2,47	2,10	1,78	20,48	38,76
6,1	2,20	2,12	1,80	1,52	22,22	39,47
5,1	1,97	1,77	1,49	1,26	32,21	40,48
4,1	1,42	1,43	1,19	1,01	19,33	41,58
3,1	0,89	1,08	0,88	0,75	1,14	44,00
2,8	0,68	0,97	0,79	0,67	13,92	44,78
2,5	0,57	0,87	0,70	0,59	18,57	47,46
2,2	0,47	0,77	0,61	0,52	22,95	48,08
1,9	0,35	0,66	0,52	0,44	32,69	50,00

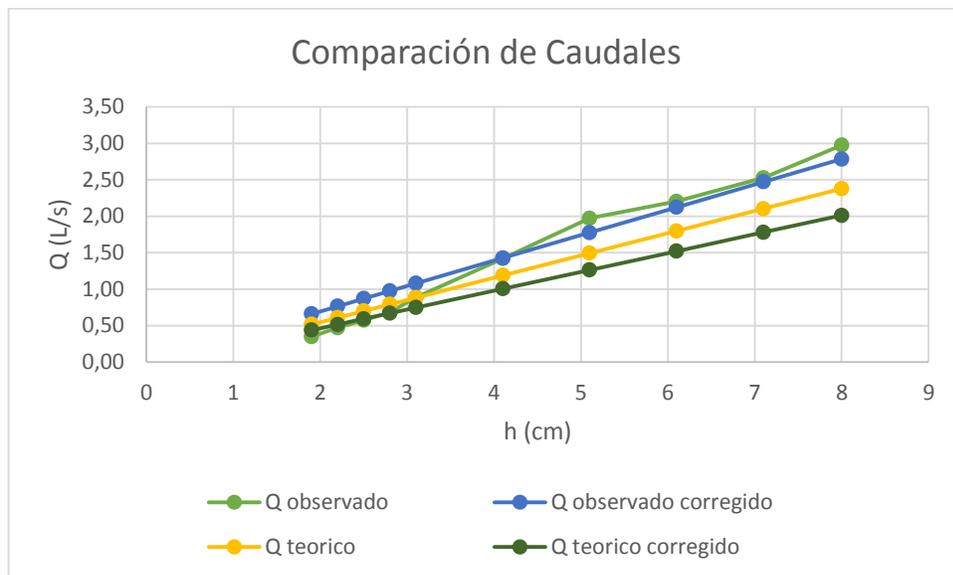


Figura 36. Comparación de caudales sutro

5. CONCLUSIONES

El diseño y la construcción tanto del banco como de los vertederos se pudo lograr con éxito, comprobando que las dimensiones de los tanques son suficientes para cumplir con las exigencias de agua para las prácticas realizadas, así como el caudal suministrado por la bomba.

Con la dotación de este equipo al laboratorio de hidráulica se logró un mejor aprovechamiento del espacio gracias a lo compacto de este módulo y sus múltiples usos en diferentes pruebas con la adaptación de otros modelos, dejando abierta la posibilidad de posteriores estudios con el banco hidrodinámico, como es el caso del tubo venturi, proyecto que se está desarrollando actualmente.

La distribución por medio de bolas y orificios mejora la distribución uniforme del flujo y minimiza los errores en la medición de los caudales.

En los vertederos triangulares los errores son más bajos que en los demás vertederos, especialmente en el de 45° , con esto se puede corroborar las referencias bibliográficas consultadas en las cuales se afirma que estos vertederos son más exactos para caudales pequeños y que los vertederos como el rectangular, el cipolletti y el sutro son más recomendables para caudales altos.

Para lograr mayor exactitud en el aforo de caudales se debe cumplir con las recomendaciones de diseño dadas para cada vertedero, pero en este caso por la limitación de espacio en el canal no se logró cumplir con estas en su totalidad, en consecuencia de lo anterior en los vertederos tipo rectangular, cipolletti y sutro se obtuvieron errores considerables entre el caudal observado y el teórico.

Los vertederos triangulares son los más recomendables para las mediciones de caudal en el laboratorio, al contrario de los otros tipos estudiados en este proyecto; pero se quiso comprobar el funcionamiento de los mismos bajo las condiciones dadas por el banco hidrodinámico, para que los estudiantes corroboren esta información pues el laboratorio de hidráulica no contaba con todos los modelos considerados en este proyecto.

Después de hacer las respectivas regresiones para encontrar la ecuación de calibración de cada vertedero y su correspondiente coeficiente de descarga, se puede concluir que todos los que manejan la ecuación de tipo $Q = KH^m$, se pudieron ajustar para que los errores entre los caudales corregidos disminuyan considerablemente a diferencia del sutro que por su comportamiento de tipo lineal ($Q = mH$), no permitió un buen ajuste de los datos corregidos obteniendo errores altos.

6. RECOMENDACIONES

Tener en cuenta cuando se realice un diseño con una bomba, no solo las pérdidas por fricción y accesorios, sino también considerar que las curvas características de las bombas solo suministran un máximo caudal teórico que se puede utilizar para ciertos cálculos como el diámetro de la conducción, pero para los diseños de los vertederos por ejemplo donde se necesita la altura máxima es necesario considerar que el caudal real suministrado por la bomba es menor al teórico.

Dar el mantenimiento requerido al equipo, efectuando verificaciones en las uniones (juntas), para evitar posibles fugas, vaciar el tanque de agua cuando no se utilice, para evitar la corrosión y acumulación de basura dentro de los tanques, así como seguir todas las recomendaciones de mantenimiento y operación descritas en el protocolo (ver anexo R).

Seguir los procedimientos descritos en la guía de laboratorio (ver anexo S) tanto para realizar adecuadamente los ensayos, como para posteriormente hacer el respectivo proceso de datos y así obtener los resultados deseados en cada práctica.

Disminuir los errores en las lecturas de los ensayos realizando la toma de datos por varias personas, así como tomar varios datos especialmente de volumen y tiempo que son las variables más propensas a errores altos, además para garantizar exactitud en los volúmenes se recomienda utilizar matraces aforados, pipetas adecuadas al volumen que se quiere tomar.

Utilizar los vertederos teniendo en cuenta la ubicación del limnómetro a lo largo del canal para lograr mayor exactitud evitando la influencia de la curvatura de la superficie líquida en la proximidad del vertedero.

Para los vertederos sutor y rectangular sin contracciones así como para los máximos caudales de los otros vertederos se recomienda utilizar el depósito aforador para medir los caudales, tomando el tiempo que tarda el agua en subir 0,5 ó 1,0 cm.

BIBLIOGRAFÍA

A.H. CHURCH. Traducción por Vallmitjana Miguel. Bombas y Maquinas soplantes centrifugas. Instituto cubano del libro, pueblo y educación, 1976.

ECHEVERRIA M. Diego A. y GUALCAPI T. Edmundo V. Diseño y construcción del banco hidráulico para mediciones de caudal. Trabajo de grado para la obtención de título de Ingenieros Industriales en procesos de automatización. Ambato Ecuador. Facultad de ingeniería de sistemas, 2005. 152 p.

MARBELLO, Ramiro. Fundamentos para las prácticas de laboratorios de hidráulica. Universidad Nacional de Colombia. Postgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos. Facultad de Minas, Medellín, 2006. 320 p.

ORTEGA. Roberto A. Diseño construcción y operación de un banco hidráulico y venturímetro para pruebas hidráulicas. Trabajo de grado ingeniero Civil. Universidad central de ecuador. Facultad de ingeniería ciencias físicas y matemáticas, 2013. 150

PORTILLO E. Luis E, calibración de vertederos de pared delgada para plantas de tratamiento de aguas residuales, Universidad de San Carlos, facultad de ingeniería, Guatemala 2012, 189 p

RICHARD H. FRENCH, Traducción por ATHALA M. Jorge E. hidráulica de canales abiertos. México, Graficas monte Albán, SA de C.V

SALAZAR C. ROBERTO, instalaciones hidrosanitarias en edificios, Pasto Nariño, Universidad de Nariño, 1993

STREETER. Victor L. Propiedades de los fluidos y definiciones en Mecánica de los fluidos, traducción de la cuarta edición del original publicado en inglés. Sevilla México, lito ediciones Olimpia, S.A.

VEN TE CHOW. Traducción por SALDARRIAGA, Juan. Canales abiertos y sus propiedades en Hidráulica de canales abiertos, Santafé de Bogotá Colombia, Martha Suarez. 2004

ANEXOS