

2016-11

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN CANAL HIDRÁULICO CON VERTEDERO LATERAL PARA EL LABORATORIO DE HIDRÁULICA

BRAVO CORANTE, EDUARDO ANDRÉS

<http://hdl.handle.net/11673/21320>

Repositorio Digital USM, UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
SANTIAGO DE CHILE



**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN CANAL HIDRÁULICO
CON VERTEDERO LATERAL PARA EL LABORATORIO DE
HIDRÁULICA**

EDUARDO ANDRÉS BRAVO CORANTE

**MEMORIA DE TITULACIÓN PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL**

Profesor Guía

Vivian Clarisa Aranda Núñez

Noviembre de 2016

AGRADECIMIENTOS

A la profesora Vivian Aranda, por aceptarme como su memorista y asumir la responsabilidad de guiarme a mí y a mis compañeros, de tal forma que este proyecto fuese exitoso.

A los profesores que formaron parte de la comisión evaluadora, Ludwig Stowhas y Luis Zamorano por leer este trabajo y sus observaciones aportadas.

Al Departamento de Obras Civiles, por el financiamiento de este proyecto, en particular al Director de la época, el Profesor Rodrigo Delgadillo y al Jefe de Carrera, Profesor Gabriel García, al apoyarnos y confiar en que nuestro trabajo llegaría a buen término.

Al profesor Luis Zamorano y el Ingeniero Felipe Negrete del Instituto Nacional de Hidráulica, por los consejos y la orientación entregada respecto al diseño hidráulico del canal.

A Don Alejandro Barros de la empresa Norglas, quien nos brindó los conocimientos básicos necesarios para trabajar con acrílico.

A los profesores del Departamento de Ingeniería Civil Mecánica, Don Jaime Núñez y Don Claudio Aravena por orientarnos en el diseño de la estructura metálica de soporte del canal y facilitarnos las dependencias de su taller de Metalmecánica.

Al profesor del Departamento de Ingeniería Civil Eléctrica, Don Gerardo Aravena quien nos explicó cómo realizar correctamente la instalación eléctrica de la bomba recirculadora y el caudalímetro.

Finalmente a mis compañeros Cristóbal Correa y Franco Torelli por el tiempo, el apoyo y el trabajo realizado en conjunto.

DEDICATORIA

Dedico este proyecto y trabajo de memoria, en primer lugar a Dios, siempre he sido un hombre de fe y a través de los años de universidad sentí como siempre me dio fortaleza en los momentos difíciles y me ayudo a perseverar durante toda mi carrera.

A mis padres, mi madre por ser una mujer atenta, servicial y trabajadora, siempre dándome su apoyo incondicional y recordándome mis principios y mi fe. Mi padre quién me orientó a estudiar una ingeniería y me brindó los medios para estudiar.

A mi familia, mi abuelita Albina y mis hermanas Karina y Edith, compartir el mismo techo a momentos se vuelve difícil, pero los momentos lindos vividos juntos son los que rescato, los cuales han sido muchos y siempre los atesorare.

A mi amada Alexandra, por ser mi amiga incondicional y ayuda idónea, por confiar en mí, amarme y motivarme a seguir siempre adelante.

A todos aquellos que formaron parte de estos años de proceso, profesores, compañeros y amigos, quienes me ayudaron y acompañaron.

Gracias.

RESUMEN

El proyecto en el cual se enmarca el presente trabajo de memoria, consistió en el diseño y construcción de un canal hidráulico para el Laboratorio de Hidráulica del Departamento de Obras Civiles. Existen canales en el Laboratorio, pero no permiten observar el comportamiento hidráulico de obras de derivación de caudal como son los vertederos laterales, los cuales son estudiados en el ramo de Hidráulica Teórica y Laboratorio. La posibilidad de alterar los canales existentes de tal forma de instalar en ellos un vertedero lateral es inviable, por lo tanto surge la necesidad de desarrollar un proyecto que contemple construir un nuevo canal que permite el estudio de tres obras de derivación de caudal, un vertedero lateral, una compuerta lateral y una rejilla de infiltración.

El presente trabajo describe la planeación, diseño, construcción y operación del nuevo canal hidráulico de manera general y de manera específica se enfoca en el diseño, construcción y operación del vertedero lateral del canal, es decir, incluye todas las etapas de un proyecto de obras civiles en las que un ingeniero puede ejercer su profesión, pero ciertamente desarrollado a una menor escala en comparación a los proyectos del quehacer diario del ingeniero civil. La planeación del proyecto involucró un estudio económico, en el cual se definió el financiamiento del proyecto por parte del Departamento de Obras Civiles, se realizó un prediseño del canal y en función de este se desarrolló un presupuesto estimado de tal forma de determinar la viabilidad económica del proyecto dado el financiamiento. El diseño contempló un canal de acrílico de 4 [m] de largo, con una sección transversal de 15 [cm] de base por 25 [cm] de altura. Una bomba recirculadora capaz de bombear al canal un caudal entre los 0,5 [L/s] y los 10 [L/s] y un sistema de cambio de pendiente capaz de variar la pendiente de fondo del canal entre un -0,5% y un 5%. Se diseñaron 14 piezas capaces de funcionar por separado como un vertedero lateral en el canal. Se incluyeron diseños con cuatro largos diferentes de 30, 40, 50 y 60 [cm] y cuatro alturas diferentes de vertedero de 3, 6, 10 y 15 [cm] aproximadamente. La construcción contempló trabajar con acrílico, material usado para la fabricación del canal, se construyó su estructura de soporte con perfiles de acero, el sistema de tuberías y algunos detalles necesarios para el correcto funcionamiento del canal. La operación del canal con vertedero lateral contempló el desarrollo y validación de dos ecuaciones empíricas capaces de estimar el coeficiente de descarga del vertedero lateral del canal, la estimación del caudal vertido por el vertedero mediante la teoría vigente y la comparación de estos resultados con los resultados observados en el laboratorio. Finalmente se elaboró una guía de laboratorio que permitirá a los alumnos desarrollar su experiencia de laboratorio de manera óptima, entregando información respecto a la teoría vigente de los vertederos laterales, el correcto manejo del canal, los procedimientos a realizar en la experiencia y los alcances esperados de la misma.

Palabras clave: canal hidráulico, vertedero lateral, coeficiente de descarga.

ABSTRACT

The project which I'm about to present, consistent in designing and construction of a hydraulic channel for the Hydraulics Laboratory of the Department of Civil Engineering. There are other channels in the Laboratory, but they do not allow to observe the hydraulic behavior like the lateral flow such as side weirs, which they are studied in the department of Theoretical Hydraulic and Laboratory. It is impossible to alter the existing channels to install in them a side weir. It requires the designing of a project that includes building a new channel. It requires bypass flow, a side weir, a lateral gate, and a infiltration grid.

This project describes the planification, design, construction and operation of the new hydraulic channel in a general way but it specifically shows the design, construction and operation of the side weir of the channel. It includes all stages of a civil engineering project where an engineer can practice their profession on a smaller scale compared to an every day's work of a civil engineer. The planification of the project involved a economic study, the funding was provided by the Department of Civil Works. We made a pre-design of the channel and developed a estimated budget to determine the economic viability of the project due the funding. The design consisted of an acrylic channel of 4 [m] long, with a cross section of 15 [cm] and base with 25 [cm] in height. A recirculating pump capable of pumping the channel with a flow of 0,5 [L/s], 10 [L/s], and a pendant changing system that is able to differ the pendant background of the channel between a -0,5% and a 5%. We designed 14 pieces capable of separately working like a lateral landfill in the channel. We also included lengths of 30, 40, 50 and 60 [cm] and four different landfill heights of 3, 6, 10 and 15 [cm] approximately. The construction involved working with acrylic. This material was used for the manufacture of the channel. The structure was built with steel and the piping system, along with some detailed requirements for the proper functioning of the channel. The operation of the channel with a side weir included the development and validation of two empirical equations able to estimate the discharge coefficient of a side channel landfill, estimating the flow discharged by the landfill by current theory and comparison of these results and the results observed in the laboratory. Finally, we made a laboratory guide that allows students to efficiently develop their own laboratory experience by providing information regarding the current theory of the side landfills, the correct handling of the channel, the procedures to be performed on experience, and the expected scope.

Keys words: channel hydraulics, side weir, discharge coefficient.

GLOSARIO

Símbolo	Descripción
A	Área hidráulica.
b	Ancho del canal principal.
C	Coficiente de Chézy.
C_d	Coficiente de descarga del vertedero lateral.
C_{dD}	Coficiente de descarga de Domínguez.
C_m	Coficiente de descarga de De Marchi del vertedero lateral.
cm	Centímetros.
d	Profundidad de la sección del flujo.
e	Espesor.
E	Energía específica.
F	Número de Froude.
g	Aceleración de gravedad.
h	Altura de presión.
h_f	Pérdidas de energía por fricción.
h_r	Pérdidas de energía
H	Altura total de energía.
m	Metros.
n	Coficiente de fricción de Manning.
L	Longitud del vertedero lateral.
P	Perímetro mojado.
Q	Caudal que pasa por una sección del canal.
Q_0	Caudal aguas arriba del vertedero lateral.
Q_1	Caudal al inicio del vertedero lateral.
Q_2	Caudal al final del vertedero lateral.
Q_L	Caudal aguas abajo del vertedero lateral.
Q_v	Caudal vertido por el vertedero lateral.
rad	Radianes.
Re	Número de Reynolds.
R_h	Radio hidráulico.
s	Segundos.
S	Pendiente de la línea de energía.
S_f	Pendiente de la línea de energía debido a pérdidas por fricción.
S_0	Pendiente de fondo del canal.
T	Ancho de la superficie libre.
V	Velocidad media en una sección del canal.
w	Altura del vertedero lateral.

x	Eje longitudinal del canal.
Δx	Distancia entre dos secciones cercanas del canal.
y	Profundidad del flujo.
y_c	Altura de escurrimiento crítico.
y_n	Altura de escurrimiento normal.
y_1	Altura de escurrimiento al inicio del vertedero lateral.
y_2	Altura de escurrimiento al final del vertedero lateral.
z	Altura de elevación por encima de un nivel de referencia.
α	Coefficiente de Coriolis.
θ	Ángulo entre el fondo del canal y la horizontal.
ν	Viscosidad cinemática del agua.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	i
DEDICATORIA	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
GLOSARIO	v
ÍNDICE	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE TABLAS	xv
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos generales.....	2
1.3. Objetivos específicos	2
1.4. Alcances del proyecto	3
2. MARCO TEÓRICO	4
2.1. Flujo espacialmente variado	4
2.1.1. <i>Hipótesis básicas</i>	4
2.2. Flujo espacialmente variado con caudal decreciente	5
2.3. Canal con vertedero lateral.....	5
2.3.1. <i>Ecuación dinámica del flujo</i>	6
2.3.2. <i>Perfiles de flujo</i>	7
2.3.3. <i>Solución de Domínguez</i>	8
2.3.4. <i>Otros autores</i>	13
2.3.5. <i>Ecuación de De Marchi</i>	16
2.3.6. <i>Tipos de vertederos laterales</i>	20
2.3.7. <i>Cálculo del coeficiente de descarga</i>	22
3. DISEÑO DEL EQUIPO	27
3.1. Consideraciones generales	27
3.2. Etapa de prediseño.....	27
3.2.1. <i>Dimensiones</i>	27
3.2.2. <i>Materiales y método constructivo</i>	29

3.3.	Etapa de diseño.....	30
3.3.1.	<i>Diseño del canal principal</i>	30
3.3.2.	<i>Diseño del vertedero lateral</i>	35
3.3.3.	<i>Diseño del vertedero frontal</i>	37
3.3.4.	<i>Caudalímetro</i>	39
3.3.5.	<i>Caudal máximo de diseño</i>	41
3.3.6.	<i>Bomba de recirculación</i>	41
3.3.7.	<i>Diseño del sistema para cambio de pendiente del canal</i>	42
3.3.8.	<i>Diseño de estanques</i>	44
3.3.9.	<i>Diseño de tuberías</i>	47
3.3.10.	<i>Cálculos hidráulicos</i>	49
3.3.11.	<i>Diseño de la estructura de soporte</i>	52
3.3.12.	<i>Modelo 3D del equipo</i>	57
4.	PRESUPUESTO DEL EQUIPO	59
5.	CONSTRUCCIÓN DEL EQUIPO	61
5.1.	Proceso constructivo.....	61
5.2.	Acrílico	61
5.2.1.	<i>Canal secundario</i>	62
5.2.2.	<i>Estanque de regulación</i>	62
5.2.3.	<i>Canal principal</i>	62
5.2.4.	<i>Unión del estanque regulador con el canal principal</i>	64
5.2.5.	<i>Unión vertedero frontal al canal principal</i>	65
5.2.6.	<i>Construcción de vertederos laterales</i>	65
5.3.	Estructura metálica	66
5.4.	Estanques	69
5.5.	Montaje del canal	69
5.6.	Tuberías y conexiones	70
5.7.	Instalaciones eléctricas.....	73
5.8.	Canal terminado.....	73
6.	CALIBRACIÓN DE INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN Y TOMA DE DATOS	74
6.1.	Calibración para medición de caudales.....	74
6.1.1.	<i>Caudal de entrada</i>	74
6.1.2.	<i>Caudal de salida</i>	75
6.2.	Calibración para medición de la pendiente de fondo del canal	77

6.3.	Medición de alturas de escurrimiento	79
6.4.	Análisis de incertidumbre de las mediciones	80
7.	RESULTADOS.....	84
7.1.	Introducción	84
7.2.	Configuración del experimento	85
7.3.	Perfiles de flujo en el vertedero lateral del canal.....	86
7.4.	Coeficiente de descarga y caudal vertido por un vertedero lateral con un perfil de flujo subcrítico	90
7.4.1.	<i>Método de De Marchi</i>	90
7.4.2.	<i>Método de Domínguez</i>	98
8.	GUÍA DE LABORATORIO VERTEDERO LATERAL.....	104
8.1.	Introducción	104
8.2.	Objetivos	104
8.3.	Marco teórico	105
8.3.1.	<i>Método de Domínguez</i>	105
8.3.2.	<i>Método de De Marchi</i>	106
8.4.	Desarrollo experimental.....	109
8.4.1.	<i>Observación de un perfil supercrítico y mixto en el vertedero</i>	109
8.4.2.	<i>Coeficientes de descarga para vertederos laterales con flujo subcrítico</i>	109
8.4.3.	<i>Medidas de dispersión</i>	113
9.	GUÍA DE OPERACIÓN Y MANTENCIÓN DEL EQUIPO	114
9.1.	Consideraciones para una correcta operación del equipo	114
9.1.1.	<i>Parámetros de operación del equipo</i>	114
9.1.2.	<i>Puesta en marcha y funcionamiento del equipo</i>	114
9.1.3.	<i>Apagado del equipo</i>	115
9.1.4.	<i>Cambio de pendiente del equipo</i>	115
9.1.5.	<i>Acumulación de volumen en el estanque volumétrico</i>	115
9.1.6.	<i>Postura de piezas de vertedero en el canal</i>	115
9.2.	Consideraciones de mantención del equipo	116
9.2.1.	<i>Mantención de la bomba</i>	117
9.2.2.	<i>Mantención del sistema de cambio de pendiente</i>	117
9.2.3.	<i>Mantención de estanques del canal</i>	117
9.2.4.	<i>Mantención de las piezas para el vertedero lateral del canal</i>	117
10.	CONCLUSIONES.....	118

11.	BIBLIOGRAFIA.....	122
12.	ANEXOS	124
	Anexo A: Marco Teórico básico hidráulica de canales abiertos.....	124
	A.1. Flujo en canales abiertos	124
	A.2. Geometría de un canal	125
	A.3. Efectos de la pendiente en la distribución de presiones.....	127
	A.4. Tipos de flujos	127
	<i>Flujo permanente y no permanente.....</i>	<i>127</i>
	<i>Flujo uniforme y flujo variado</i>	<i>128</i>
	A.5. Estados de flujos.....	129
	<i>Flujo laminar y turbulento.....</i>	<i>129</i>
	<i>Flujo subcrítico y supercrítico.....</i>	<i>130</i>
	A.6. Principio de energía	131
	<i>Ecuación de energía.....</i>	<i>131</i>
	<i>Energía específica.....</i>	<i>133</i>
	A.7. Flujo uniforme.....	135
	<i>Velocidad media y coeficiente de rugosidad en flujo uniforme</i>	<i>135</i>
	<i>Escurrimiento normal.....</i>	<i>137</i>
	<i>Clasificación de la pendiente de un canal</i>	<i>137</i>
	A.8. Flujo gradualmente variado.....	137
	<i>Suposiciones básicas</i>	<i>138</i>
	<i>Ecuación Dinámica del flujo</i>	<i>139</i>
	<i>Clasificación de los perfiles de flujo</i>	<i>140</i>
	<i>Puntos de control</i>	<i>141</i>
	Anexo B: Detalle presupuesto del proyecto	143
	Anexo C: Datos de prueba aforo volumétrico para medir el caudal de salida del canal ...	148
	Anexo D: Datos medidos en laboratorio y resultados obtenidos	149
	Anexo E: Error experimental y propagación del error	163
	<i>E.1. Estimación del error experimental.....</i>	<i>163</i>
	<i>E.2. Propagación del error.....</i>	<i>164</i>
	Anexo F: Análisis de varianza de los modelos de regresión lineal.....	166
	<i>F.1. Adecuación de los modelos.....</i>	<i>166</i>
	F.2. Modelo utilizando el método de De Marchi	167
	F.3. Modelo utilizando el método de Domínguez.....	169

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Canal con caudal decreciente debido a un vertedero lateral.	5
Figura 2.2. Perfiles de flujo en el vertedero lateral de un canal.....	8
Figura 2.3. Secciones de la napa consideradas para las hipótesis del escurrimiento por un vertedero frontal de napa libre (Dominguez, 1999).	9
Figura 2.4. Trayectoria a la cual se aplica el teorema de Bernoulli en el flujo sobre el vertedero lateral (Dominguez, 1999).....	10
Figura 2.5. Vertedero lateral con flujo en régimen subcrítico y variables involucradas.	12
Figura 2.6. Vertedero de pared delgada, obtención de la ecuación general del caudal (Sotelo Ávila, 1997).....	14
Figura 2.7. Distribución real de presiones y velocidades sobre el vertedero (Sotelo Ávila, 1997).	16
Figura 2.8. Vertedero lateral con flujo subcrítico y energía específica constante en el vertedero.	19
Figura 2.9. Vertedero de pared delgada y con napa libre (Sotelo Ávila, 1997).....	20
Figura 2.10. Pérdida de energía de entrada en un vertedero de pared gruesa con arista viva (Dominguez, 1999).	20
Figura 2.11. Vertedero de pared intermedia, sin influenciar desde aguas abajo de la pared (Dominguez, 1999).	21
Figura 2.12. Vertedero rectangular de pared intermedia funcionando con napa libre o adherida (Sotelo Ávila, 1997).....	21
Figura 3.1. Canal S8MKII para demostración de transporte de sedimentos del Laboratorio de Hidráulica.	28
Figura 3.2. Modelo 3D en SketchUp Make para el prediseño del canal con vertedero lateral.	28
Figura 3.3. Detalle del sistema estructural del canal, para la etapa de prediseño.	29
Figura 3.4. Plano de ubicación de la infraestructura del canal en el Laboratorio.	31
Figura 3.5. Método por capilaridad para pegar acrílico, zona a pegar achurada en la figura.	32
Figura 3.6. Planos de diseño del canal de acrílico con sus cotas principales.	33
Figura 3.7. Plano sección transversal del canal principal y secundario.	33
Figura 3.8. Plano de perforaciones en el canal para su unión con la estructura de soporte... ..	34
Figura 3.9. Planos de la unión del canal en la zona del vertedero lateral.....	34
Figura 3.10. Plano de detalle de la unión del canal con una pieza de vertedero.	35
Figura 3.11. Plano de diseño contra filtraciones en la unión entre el canal y la pieza de vertedero lateral.....	36
Figura 3.12. Plano de diseño del vertedero frontal del canal.....	37
Figura 3.13. Plano de diseño del largo y la altura de vertedero para cada pieza.	38
Figura 3.14. Plano de detalle del funcionamiento del vertedero frontal del canal.	39
Figura 3.15. Caudalímetro electromagnético Orión.....	40
Figura 3.16. Electrobomba centrífuga PENTAX CS 150/2.	42
Figura 3.17. Gata tipo tijeras, utilizada para el sistema de cambio de pendiente del canal... ..	42

Figura 3.18. Esquema de la máxima pendiente permitida por diseño en el canal.	43
Figura 3.19. Regla calibrada para medir la pendiente del canal.	44
Figura 3.20. Plano de diseño estanque de regulación.....	44
Figura 3.21. Plano de diseño de la unión entre el estanque de regulación y el canal.....	45
Figura 3.22. Plano estanque volumétrico.	46
Figura 3.23. Diagrama de recirculación del agua en el equipo.....	47
Figura 3.24. Grafico Ancho vs caudal máximo de los canales del Laboratorio.	49
Figura 3.25. Plano de diseño del borde libre del canal.....	50
Figura 3.26. Familia de curvas de energía específica del canal.	51
Figura 3.27. Estructuras metálicas del canal.	52
Figura 3.28. Plano de diseño estructura A parte superior.....	53
Figura 3.29. Plano de diseño estructura A parte inferior.....	53
Figura 3.30. Plano de diseño estructura B.....	54
Figura 3.31. Planos de diseño de las piezas de apoyo entre el canal y las estructuras metálicas de soporte.	54
Figura 3.32. Posición de los apoyos del canal tipo pasador y de la gata tipo tijera respecto a su respectiva estructura metálica.....	55
Figura 3.33. Planos de diseño estructura C.	56
Figura 3.34. Plano de diseño estructura D.....	56
Figura 3.35. Vista superior del Modelo 3D del equipo.	57
Figura 3.36. Vista lateral del Modelo 3D del equipo, lado donde se ubica el vertedero lateral.	57
Figura 3.37. Vista lateral del Modelo 3D del equipo, lado donde se ubica la compuerta lateral.	57
Figura 3.38. Modelo 3D del equipo vista en detalle de la sección del vertedero lateral en el canal.	58
Figura 4.1. Distribución porcentual de los gastos en las distintas actividades del proyecto. .	60
Figura 5.1. Construcción estanque de regulación.	62
Figura 5.2. Perforaciones para la unión entre el canal y la estructura de soporte.	63
Figura 5.3. Pegado de secciones del canal principal.	63
Figura 5.4. Construcción canal principal.....	64
Figura 5.5. Estanque regulador unido al canal principal.	64
Figura 5.6. Vertedero frontal del canal instalado y funcionando.....	65
Figura 5.7. Mecanizado de las piezas para el vertedero lateral.....	66
Figura 5.8. Pieza de vertedero lateral terminada e instalada en el canal.	66
Figura 5.9. Corte de perfiles para estructuras metálicas.....	67
Figura 5.10. Soportes de fierro negro para apoyos del canal tipo pasadores.....	67
Figura 5.11. Estructuras metálicas soldadas.	68
Figura 5.12. Gata de tijeras soldada y asegurada a la estructura A.....	68
Figura 5.13. Estructuras metálicas pintadas.	68
Figura 5.14. Estanques volumétrico y de almacenamiento del canal.....	69
Figura 5.15. Canal ubicado sobre apoyos metálicos y estanque ubicados.	69
Figura 5.16. Apoyo tipo pasador del canal con pernos de 5/8”.....	70
Figura 5.17. Conexión entre el estanque de almacenamiento y el estanque regulador.	71

Figura 5.18. Conexión entre el estanque volumétrico y el estanque de almacenamiento.	71
Figura 5.19. Tubería con orificios para aplacar la turbulencia en el estanque de regulación.	72
Figura 5.20. Trabajos realizados para construir las conexiones del canal.	72
Figura 5.21. Canal terminado y funcionando.	73
Figura 6.1. Caudalímetro instalado y funcionando, medición del caudal en [L/min].	74
Figura 6.2. Marcas del estanque volumétrico para medir variaciones de volumen en su interior.	75
Figura 6.3. Gráfico de verificación del método de cálculo del caudal de salida del canal.	77
Figura 6.4. Error porcentual obtenido para cada valor calculado del caudal de salida mediante el estanque volumétrico.	77
Figura 6.5. Piezas para medir la pendiente del canal.	78
Figura 6.6. Pie de metro instalado en el canal para medir alturas de escurrimiento.	79
Figura 6.7. Barras de error de las mediciones de altura de escurrimiento aguas arriba del vertedero.	80
Figura 6.8. Barras de error de las mediciones de altura de escurrimiento aguas abajo del vertedero.	81
Figura 6.9. Barras de error de las mediciones de caudal aguas arriba del vertedero.	81
Figura 6.10. Barras de error de las mediciones de caudal aguas abajo del vertedero.	82
Figura 6.11. Barras de error de las mediciones de caudal vertido por el vertedero.	82
Figura 7.1. Variables del vertedero medidas durante el ensayo.	86
Figura 7.2. Perfil de flujo supercrítico en el vertedero lateral del canal.	87
Figura 7.3. Perfil de flujo mixto en el vertedero lateral del canal.	88
Figura 7.4. Perfil de flujo subcrítico en el vertedero lateral del canal.	89
Figura 7.5. Variación de la energía específica entre los extremos del vertedero en %.	90
Figura 7.6. Gráfico de barras de error del coeficiente de descarga de De Marchi calculado.	91
Figura 7.7. Coeficientes de descarga de De Marchi estimados versus observados.	92
Figura 7.8. Caudales vertidos estimados mediante el método de De Marchi versus caudales vertidos observados.	93
Figura 7.9. Caudales vertidos estimados para el set de datos de validación.	94
Figura 7.10. a) Coeficiente de descarga versus número de Froude aguas arriba del vertedero lateral, b) Detalle del comportamiento de F_1 en vertederos con $w = 6$ y 15 [cm], c) Coeficiente de descarga versus razón w/y_1 , d) Detalle del comportamiento de w/y_1 en vertederos con $w = 6$ y 15 [cm]	96
Figura 7.11. Gráfico de barras de error del coeficiente de descarga de Domínguez calculado.	98
Figura 7.12. Coeficientes de descarga de Domínguez estimados versus observados.	100
Figura 7.13. Caudales vertidos estimados mediante el método de Domínguez versus caudales vertidos observados.	100
Figura 7.14. Caudales vertidos estimados para el set de datos de validación.	101
Figura 7.15. a) Coeficientes de descarga versus altura de escurrimiento final sobre el vertedero h_2 , b) Detalle del comportamiento de C_{dD} respecto a h_2 diferenciando por altura del vertedero.	103
Figura 8.1. Variables a considerar para el estudio de un vertedero lateral.	104
Figura 8.2. Esquema para medir alturas de escurrimiento en el vertedero.	110

Figura 8.3. Planilla ejemplo para registro de datos durante el laboratorio.111

Figura 8.4. Ejemplo de tabla de datos generales a considerar para el desarrollo del laboratorio.
.....111

Figura 8.5. Ejemplo de tabla para la toma de datos durante la experiencia de laboratorio. ..112

Figura 8.6. Ejemplo de tabla para el orden y correcto manejo de datos obtenidos durante la
experiencia de laboratorio.112

Figura 9.1. Secuencia de pasos para la correcta postura de la pieza de vertedero en el canal
.....116

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Ecuaciones empíricas obtenidas por el método de De Marchi para estimar el coeficiente de descarga.....	24
Tabla 2.2. Rango de parámetros de los estudios mencionados en la Tabla 2.1	25
Tabla 3.1. Propiedades técnicas del acrílico (Norglas.cl, 2016).	32
Tabla 3.2. Cotizaciones equipos de medición de caudal o flujo.	40
Tabla 3.3. Cotizaciones bomba de recirculación de caudal.	41
Tabla 3.4. Especificaciones del equipo para cambio de pendiente del canal, gata tipo tijera.	43
Tabla 3.5. Datos de ancho y caudal máximo de los canales del Laboratorio	49
Tabla 4.1. Tabla resumen del presupuesto estimado en la etapa de preinversión del proyecto.	59
Tabla 4.2. Tabla resumen del presupuesto real del proyecto.	60
Tabla 6.1. Tabla de datos propagación de errores en la medición de la pendiente del canal.	78
Tabla 7.1. Rango de las variables consideradas en el estudio.	86
Tabla 7.2. Variables de dispersión del coeficiente de descarga y caudal vertido estimados. .	93
Tabla 7.3. Rangos de variables estudio de validación de resultados Bagueri et al. (2014b) ..	94
Tabla 7.4. Variables de dispersión del caudal vertido estimado del conjunto de validación. .	94
Tabla 7.5. Rangos de variables de los estudios comparados desarrollados mediante el método de De Marchi	97
Tabla 7.6. Variables de dispersión del coeficiente de descarga y cauda vertido estimados ..	100
Tabla 7.7. Variables de dispersión del caudal vertido estimado del conjunto de validación.	101

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

El presente trabajo de memoria se enmarcó dentro del proyecto que fue realizado por el Departamento de Obras Civiles de la Universidad Técnica Federico Santa María, el cual consistió en el diseño, construcción y puesta en marcha de un canal hidráulico para el Laboratorio de Hidráulica, cuyos alcances no eran cubiertos por los equipos existentes. Los alcances generales del proyecto fueron la construcción de un equipo que permitiera el estudio y la enseñanza de manera didáctica del comportamiento de obras hidráulicas de derivación de caudal como son los vertederos y compuertas laterales y las rejillas de fondo, en un canal abierto.

En el presente trabajo se detalla, el diseño y construcción del canal para el laboratorio, junto con el diseño y operación del vertedero lateral del canal, para conocer el detalle del diseño y operación de la compuerta lateral y la rejilla de fondo del canal se deben consultar los trabajos de memoria titulados:

- “Diseño y Construcción de un Canal Hidráulico con Rejilla de Infiltración para uso didáctico y de investigación”.
- “Diseño y Construcción de un Canal Hidráulico con Compuerta Lateral para uso didáctico y de investigación.

Los vertederos laterales son obras hidráulicas que corresponden por lo general a una hendidura, realizada a lo largo de una de las paredes o taludes de un canal. Los usos que se le dan a este tipo de obras son, la evacuación de excesos de caudal para protección contra crecidas, la derivación de caudal a canales secundarios y la eliminación de fluctuaciones de caudal, superiores a los caudales de diseño en obras de conducción, producidos por el ingreso de aguas lluvias o por entradas de flujos accidentales.

El tipo de flujo que se desarrolla en un vertedero lateral se conoce como flujo espacialmente variado con caudal decreciente, cuyos estudios experimentales respecto a su comportamiento hidráulico se remonta al año 1915 en adelante. El interés principal de estos estudios ha sido poder determinar la relación existente entre el caudal vertido, la longitud del vertedero, la altura del vertedero, la altura de escurrimiento al inicio y al final del vertedero en el canal principal y el coeficiente de descarga del vertedero (Sotelo Ávila, 2002).

La cantidad de variables presentes en este fenómeno, hace que la comprensión del funcionamiento hidráulico de los vertederos laterales sea compleja (Chow, 1994). Se ha confirmado que lograr una solución analítica completa de las ecuaciones que gobiernan el flujo

en una sección cualquiera de un canal con vertedero lateral es imposible, por esta razón ha sido necesario utilizar métodos aproximados y ecuaciones empíricas obtenidas de experimentos realizados en un intervalo limitado de las variables que intervienen, lo cual en muchos casos, se traduce en errores significativos en el cálculo del caudal vertido (Sotelo Ávila, 2002).

1.2. Objetivos generales

El Departamento de Obras Civiles tiene como misión “Contribuir a la generación de conocimientos y crear un ambiente de aprendizaje que permita a través de la docencia, investigación y extensión, formar profesionales de excelencia, capaces de aportar al desarrollo de la sociedad, en el ámbito de las Obras Civiles” (OCIV, 2016).

Bajo el marco de la misión del Departamento, se fijan como objetivos generales de este trabajo los siguientes:

- Contribuir a la carrera de Ingeniería Civil del Departamento de Obras Civiles, en el área de Recursos Hidráulicos y Medioambiente, mediante la construcción e implementación de un nuevo equipo para el Laboratorio de Hidráulica.
- Contribuir al ambiente de aprendizaje y al desarrollo académico de los estudiantes mediante un nuevo canal hidráulico con vertedero lateral, que complemente de manera didáctica los conocimientos teóricos impartidos en el ramo de Hidráulica Teórica y Laboratorio respecto a los vertederos laterales.
- Contribuir a la investigación mediante la construcción de un canal hidráulico con vertedero lateral, en el que se puedan realizar estudios referentes al comportamiento hidráulico de los vertederos laterales.

1.3. Objetivos específicos

Los objetivos específicos definidos para este trabajo de memoria corresponden a los siguientes:

- Diseñar y construir un sistema en el canal que permita observar el comportamiento hidráulico de un vertedero lateral rectangular de pared intermedia al cual se le pueda variar su largo y su altura.
- Observar en el canal los tres perfiles de flujo principales que pueden formar cuando existe una desviación de caudal por un vertedero lateral, correspondientes al perfil de flujo subcrítico, perfil de flujo supercrítico y perfil de flujo mixto.

Considerando un perfil de flujo subcrítico en el vertedero lateral:

- Medir la altura de escurrimiento al inicio y al final del vertedero y el caudal aguas arriba y aguas abajo del vertedero.
- Desarrollar una ecuación empírica que permita estimar el coeficiente de descarga del vertedero lateral de pared intermedia.
- Estimar el caudal vertido por el vertedero lateral, usando los modelos propuestos en la literatura.

- Determinar la eficiencia de los modelos usados, comparando los resultados estimados para el coeficiente de descarga y el caudal vertido, con los resultados observados en el laboratorio.
- Comparar los resultados de la ecuación obtenida en el presente estudio para estimar el coeficiente de descarga, con ecuaciones propuestas en otros estudios y en la literatura.
- Elaborar una guía de laboratorio que oriente a los alumnos en el desarrollo de una experiencia de laboratorio utilizando el vertedero lateral del canal.

1.4. Alcances del proyecto

Construir e implementar un nuevo equipo para el Laboratorio de Hidráulica del Departamento de Obras Civiles, el cual consiste en un canal hidráulico que permite observar y estudiar el comportamiento hidráulico de un vertedero lateral, esto incluye:

- Evaluación económica del proyecto, mediante la elaboración de un presupuesto con el cual definir la viabilidad económica del proyecto dado el financiamiento disponible.
- Diseño del equipo, teniendo en consideración la infraestructura requerida, los costos asociados, el espacio disponible en el laboratorio, el diseño hidráulico del canal y el diseño del vertedero lateral.
- Compra de materiales y construcción del equipo.
- Medición de variables hidráulicas tales como alturas de escurrimiento y caudales, para estudiar cuantitativamente el comportamiento hidráulico del vertedero lateral y la relación existente entre las variables consideradas.
- Desarrollo de un modelo empírico que permita estimar el coeficiente de descarga del vertedero lateral.
- Desarrollo de una guía de laboratorio que complemente la experiencia de laboratorio a realizar por los alumnos usando el vertedero lateral del canal.
- Desarrollo de una guía de operación y mantención del equipo, para su correcto uso y funcionamiento.

CAPÍTULO 2

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Flujo espacialmente variado

El flujo espacialmente variado ocurre bajo condiciones de variación del caudal dentro del escurrimiento, ya sea que este aumente (adición de caudal) o disminuya (extracción de caudal) en la dirección del flujo.

2.1.1. Hipótesis básicas

Para el análisis del flujo espacialmente variado se establecen hipótesis similares a las del gradualmente variado pero que no son limitativas, ya que es posible corregir algunos de sus efectos cuando las condiciones se aparten demasiado de las supuestas. Aún en este nuevo flujo variado, el tratamiento es como si fuera unidimensional, es decir, las características de la altura y velocidad del movimiento corresponden a los valores sobre el eje del canal aun cuando haya asimetría del flujo que entra o sale, es decir, que éste fuera por un solo de los lados. Un resumen de las hipótesis se presenta a continuación.

- a) La pendiente del canal es uniforme y el caudal que entra o sale induce sólo pequeñas curvaturas en el perfil del flujo y líneas de corriente casi paralelas. Hay distribución hidrostática de la presión en cada sección, sin eliminar con ello pendientes supercríticas.
- b) La distribución de la velocidad se mantiene igual en cada sección y los coeficientes α de energía cinética y β de cantidad de movimiento son constantes.
- c) La pérdida de fricción en un tramo se incluye mediante el cálculo de la pendiente de fricción resultante en cada sección.
- d) El efecto de arrastre de aire no se incluye en el tratamiento.
- e) El momentum del caudal que entra se forma sólo del componente de cantidad de movimiento; la asimetría que pueda tener dicho caudal en la dirección transversal no influye en las características del flujo. Cuando el caudal sale lo hace a sitios más bajos sin restarle energía específica al flujo principal.

Las diferencias notables en la última hipótesis obligan a que el análisis sea distinto en caudal creciente que en caudal decreciente, por lo que ambos se tratan por separado. (Sotelo Ávila, 2002, pág. 542)

2.2. Flujo espacialmente variado con caudal decreciente

Para efectos del presente trabajo de memoria se considera de manera específica la teoría vigente respecto al caso de flujo espacialmente variado con caudal decreciente, es decir, los casos en que es realizada una extracción de caudal al escurrimiento.

La observación experimental realizada del flujo de caudal decreciente ha dado como resultados que el hecho de desviar caudal hacia el exterior no produce cambios significativos en la energía específica del flujo (Sotelo Ávila, 2002).

Uno de los ejemplos tradicionales de canal con caudal decreciente corresponde al de un flujo por un canal que tenga un vertedero lateral.

2.3. Canal con vertedero lateral

El vertedero lateral ha sido ampliamente probado experimentalmente a través del tiempo, desde 1915 a 1918 por Schaffernak, en 1917 a 1918 por Engels, en 1934 por Ehrenberger, Coleman y Smith en 1957, entre otros (Sotelo Ávila, 2002).

El vertedero lateral corresponde a un sacado, construidos sobre uno de los taludes o paredes del canal de manera paralela al flujo principal, dependiendo del grosor de la pared se genera un comportamiento hidráulico distinto de la descarga sobre el vertedero, esto permite clasificar los vertederos laterales en tres tipos, vertedero lateral de pared delgada, de pared intermedia y de pared gruesa. El flujo que alcanza una altura de escurrimiento mayor a la altura de vertedero, es vertido por encima del mismo como se presenta en la Figura 2.1 generándose un flujo con caudal decreciente a lo largo del canal con vertedero en donde por lo tanto $dQ/dx \neq 0$.

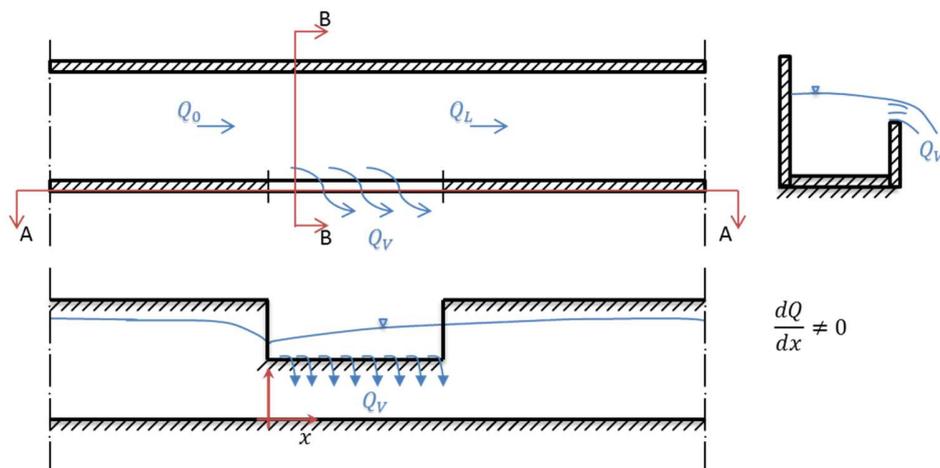


Figura 2.1. Canal con caudal decreciente debido a un vertedero lateral.

El principal uso que se le da a este tipo de obras de derivación de caudal, es desalojar el caudal excedente al de diseño que se acumula en un canal de conducción, debido por ejemplo, a la venida de crecidas.

2.3.1. Ecuación dinámica del flujo

La ecuación de energía es la más adecuada para analizar el flujo espacialmente variado, por lo tanto la energía total del flujo en una sección transversal del canal, considerando un nivel de referencia cualquiera viene dada por la siguiente ecuación:

$$H = z + y + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \quad (2.1)$$

Al derivar la ecuación de energía con respecto a x , considerando que Q es variable se obtiene lo siguiente:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{\alpha}{2g} \left[\frac{2Q}{A^2} \frac{dQ}{dx} - \frac{2Q^2}{A^3} \frac{dA}{dx} \right] \quad (2.2)$$

Considerando $dH/dx = -S_f$ y $dz/dx = -\sin \theta = -S_0$ y además que:

$$\frac{dA}{dx} = \frac{dA}{dy} \frac{dy}{dx} + \frac{\delta A}{\delta x} = T \frac{dy}{dx} + \frac{\delta A}{\delta x}$$

Reemplazando lo anterior en la ecuación (2.2) y reordenando los términos se obtiene:

$$\begin{aligned} -S_f &= -S_0 + \frac{dy}{dx} + \frac{\alpha Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} - \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3} \frac{dy}{dx} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\delta A}{\delta x} \\ \frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3} \right) &= S_0 - S_f - \frac{\alpha Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} + \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\delta A}{\delta x} \end{aligned}$$

Siendo $F = \alpha Q^2 T / gA^3$ el número de Froude, y despejando la variación de la altura de escurrimiento se obtiene:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{\alpha Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} + \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\delta A}{\delta x}}{(1 - F^2)} \quad (2.3)$$

Finalmente para un canal prismático se cumple que $\delta A / \delta x = 0$, por lo tanto la ecuación queda de la siguiente manera:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{\alpha Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{(1 - F^2)} \quad (2.4)$$

La ecuación (2.4) corresponde a la ecuación dinámica del flujo espacialmente variado con caudal decreciente para un canal prismático de pendiente pequeña.

Realizar una solución analítica completa de las ecuaciones que gobiernan el flujo en canales de cualquier sección con vertedero lateral no es posible, por esta razón se usan aun métodos aproximados que se basan en experimentos realizados dentro de un rango limitado de las muchas variables involucradas. Esto genera errores sustanciales en el cálculo del caudal vertido (Sotelo Ávila, 2002).

2.3.2. Perfiles de flujo

Existen para el caso de flujo espacialmente variado con caudal decreciente, 3 perfiles principales de flujo que pueden formarse cuando hay desviación hacia un vertedero lateral de longitud L (Borguei et al, 1999) los cuales se presentan en la Figura 2.2. Estos perfiles de flujo fueron estudiados por De Marchi en 1934 y por Schmidt en 1957. Considerando que en estos flujos ocurre que $dQ/dx < 0$ y además en ausencia de fricción el numerador de la ecuación (2.4) es siempre positivo, se tiene por lo tanto, que la disminución o el aumento del eje hidráulico dependerá exclusivamente del denominador de la ecuación, es decir, de que el número de Froude F sea menor o mayor que 1.

Las características de los perfiles de flujo se explican a continuación:

- a) Subcrítico. Este perfil se presenta cuando tanto antes como después del flujo espacialmente variado el régimen existente es subcrítico. En este tipo de perfil la altura de escurrimiento aumenta en forma gradual hacia aguas abajo manteniendo el tipo de régimen subcrítico a lo largo del vertedero (Chow, 1994), ver Figura 2.2a. Dado que $F < 1$ en efecto $dy/dx > 0$. Dado que se tiene régimen subcrítico el perfil del flujo a lo largo del vertedero, influencia hacia aguas arriba del mismo.
- b) Supercrítico. El flujo uniforme aguas abajo del vertedero es supercrítico. La altura de escurrimiento al inicio del vertedero para el caudal Q_0 aguas arriba del vertedero puede ser igual a la altura crítica, como se presenta en la Figura 2.2b (perfil 1), o menor que la altura crítica, Figura 2.2b (perfil 2), y va disminuyendo gradualmente hacia aguas abajo al estar en presencia de régimen de torrente a lo largo del vertedero. Siendo $F > 1$ la variación del eje hidráulico resulta en $dy/dx < 0$ (Chow, 1994). Dado que se tiene régimen subcrítico el perfil del flujo a lo largo del vertedero, influencia hacia aguas abajo del mismo.
- c) Mixto. Ocurre cuando el flujo aguas arriba es supercrítico y aguas abajo es subcrítico. La altura de escurrimiento al inicio es menor que la altura crítica y_c , disminuyendo gradualmente hacia aguas abajo hasta formar dentro de la longitud del vertedero un resalto hidráulico y comenzar luego a aumentar gradualmente la altura como se presente en la Figura 2.2c. El resalto divide al perfil supercrítico aguas arriba y subcrítico aguas abajo. El primero es controlado desde aguas arriba y el segundo desde aguas abajo (Sotelo Ávila, 2002).

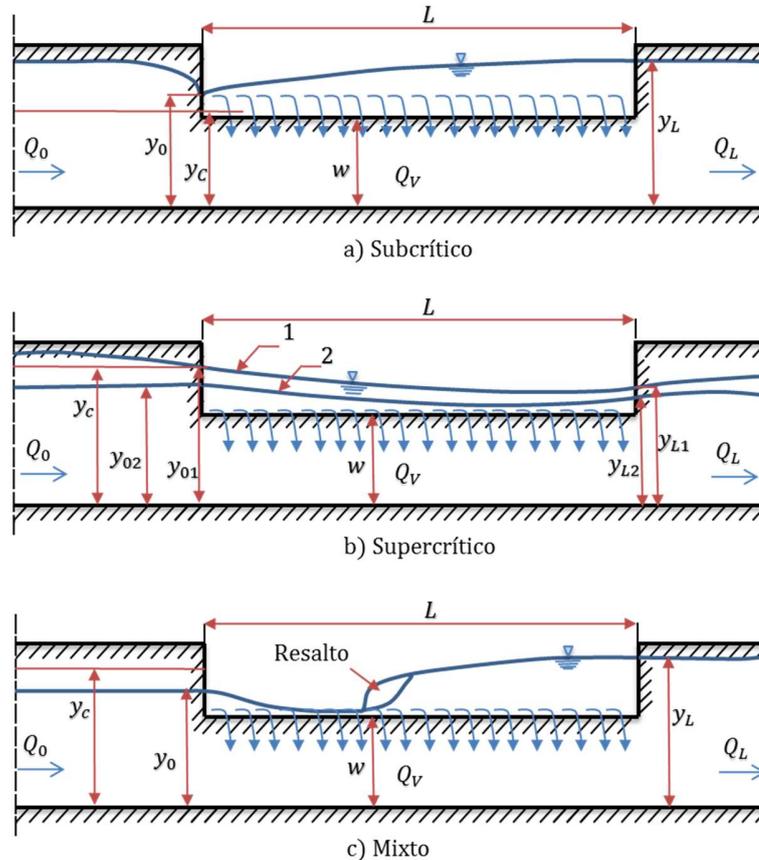


Figura 2.2. Perfiles de flujo en el vertedero lateral de un canal.

2.3.3. Solución de Domínguez

Para el análisis de los vertederos laterales se deben tener en consideración tres particularidades del fenómeno en el siguiente orden creciente de importancia: 1) Perturbaciones en las zonas del inicio y final del vertedero; 2) caudal unitario o coeficiente de descarga que ha de intervenir en el vertedero lateral, y 3) régimen del canal que determina las cargas que toma el vertedero lateral (Dominguez, 1999).

La primera particularidad considera el despegue de las líneas de corriente en el borde al inicio del vertedero y al choque contra el borde del final, los cuales se traducen en una disminución de la longitud útil del vertedero, la cual aumenta de importancia si las velocidades del canal son grandes y si la longitud del vertedero es pequeña, pero esto es imposible expresarlo aun mediante una ecuación, solo es en base a observaciones (Dominguez, 1999).

La segunda particularidad hace referencia a la ecuación que modela el caudal que pasa sobre el vertedero. La tercera particularidad indica que el régimen introducido por el vertedero en el canal es tal que la carga sobre su umbral es variable, por lo tanto el coeficiente de gasto a considerar debe estar en función de la carga y será también variable de un extremo a otro del

vertedero. Las experiencias realizadas al respecto no revelan nada concreto respecto a la variación del coeficiente de descarga en función de la variación de la carga sobre el vertedero, dado que estos coeficientes se han condensado en fórmulas empíricas, las cuales toman el conjunto de circunstancias para estimar el caudal vertido sin preocuparse de distinguir las influencias relativas de las tres consideraciones mencionadas. La carga variable determina un coeficiente de descarga intermedio entre los coeficientes correspondientes a las cargas extremas (Dominguez, 1999).

Para modelar el comportamiento del eje hidráulico del canal frente al vertedero, considerando un vertedero lateral rectangular de pared delgada, se hace uso de la ecuación común de vertedero frontal de pared delgada y de napa libre (V. Giles, 1969), la cual se basa de acuerdo a Domínguez (1999) en las siguientes hipótesis debidas a Boussinesq:

- La sección AB de la napa, ver la Figura 2.3, que forma con la vertical AC la cual pasa por el punto más alto del peralte de la línea de corriente inferior, un ángulo pequeño cuyo coseno es posible considerar igual a la unidad, es atravesado por líneas de corriente cuyas trayectorias son concéntricas, es decir, en la zona de la máxima contracción las líneas de corriente son circulares.
- La naturaleza se arregla en sus factores, tales como espesor de la napa contraída y velocidades, para verter el mayor caudal posible, dado la altura de escurrimiento disponible sobre el umbral, es decir, la naturaleza escurre el caudal de manera que el Bernoulli sea un mínimo.

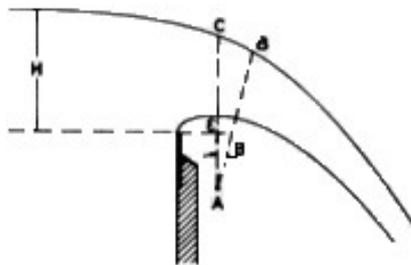


Figura 2.3. Secciones de la napa consideradas para las hipótesis del escurrimiento por un vertedero frontal de napa libre (Dominguez, 1999).

A partir de las hipótesis anteriores se aplica el teorema de Bernoulli, ver la sección A.6 del anexo A, a una partícula en su trayectoria desde una sección A, ver la Figura 2.4, en donde comienza la depresión superficial y aún son paralelas las líneas de corriente, hasta donde la napa se contrae, en cuya sección las trayectorias son concéntricas, suponiendo una pared muy alta por lo que la velocidad afluyente es despreciable.

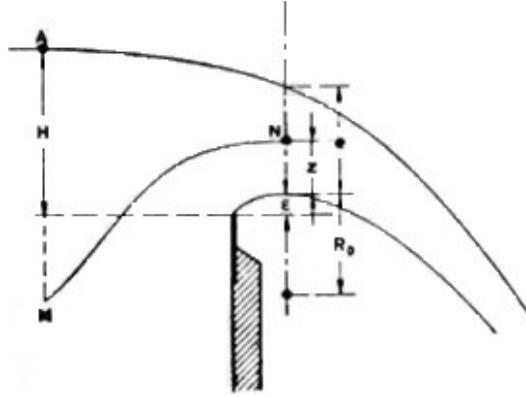


Figura 2.4. Trayectoria a la cual se aplica el teorema de Bernoulli en el flujo sobre el vertedero lateral (Dominguez, 1999).

Tomando como plano de referencia la horizontal que pasa por el umbral y la vertical que pasa por la sección donde las trayectorias de las líneas de corriente son concéntricas, y considerando $H = H_A$ para la línea de corriente inferior, $H = H_B$ para la línea de corriente superior y $H = H_N$ para una línea de corriente cualquiera, el teorema de conservación de la energía queda como:

$$H = \varepsilon + \frac{v_A^2}{2g} = \varepsilon + e + \frac{v_B^2}{2g} = \varepsilon + z + \frac{p_N}{\gamma} + \frac{v_N^2}{2g} \quad (2.5)$$

La ecuación de Euler aplicada a la partícula z en el sentido normal a las líneas de corriente es:

$$\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dz} = -g + \frac{v_N^2}{R} \quad (2.6)$$

Considerando que las trayectorias son circulares concéntricas se tiene que $R = R_0 + z$.

Al derivar la ecuación (2.5) respecto a z se obtiene:

$$\begin{aligned} H &= \varepsilon + z + \frac{p_N}{\gamma} + \frac{v_N^2}{2g} \\ \frac{dH}{dz} &= \frac{d\varepsilon}{dz} + \frac{dz}{dz} + \frac{1}{\gamma} \frac{dp_N}{dz} + \frac{2v_N}{2g} \frac{dv_N}{dz} \\ 0 &= 0 + 1 + \frac{1}{\gamma} \frac{dp_N}{dz} + \frac{v_N}{g} \frac{dv_N}{dz} \\ \frac{1}{\rho} \frac{dp_N}{dz} &= -g - v_N \frac{dv_N}{dz} \end{aligned} \quad (2.7)$$

Igualando la ecuación (2.6) y (2.7)

$$-g + \frac{v_N^2}{R} = -g - v_N \frac{dv_N}{dz} N$$

$$\frac{v_N}{R_0 + z} = -\frac{dv_N}{dz}$$

$$\frac{dz}{R_0 + z} = -\frac{dv_N}{v_N}$$

$$\ln(R_0 + z) = -\ln(v_N) + \ln(C)$$

$$(R_0 + z)v_N = C$$

Esto implica que

$$(R_0 + z)v_N = (R_0 + e)v_B = R_0v_A = C$$

Por lo tanto

$$v_N = \frac{R_0v_A}{(R_0 + z)}$$

La línea de corriente que pasa por el punto N tiene un caudal por unidad de ancho: $dq = v_N dz$ por lo tanto el caudal total por unidad de ancho será la integral:

$$q = \int_0^e v_N dz = \int_0^e \frac{R_0v_A}{(R_0 + z)} dz = R_0v_A \int_0^e \frac{1}{(R_0 + z)} dz$$

$$q = R_0v_A \ln\left(\frac{R_0 + e}{R_0}\right)$$

Considerando que $K = R_0/(R_0 + e)$, se tienen las siguientes igualdades:

$$e = (H - \varepsilon)(1 - K^2)$$

$$R_0 = K(H - \varepsilon)(1 + K)$$

Y además del Bernoulli aplicado a la línea de corriente inferior se tiene que:

$$v_A = \sqrt{2g(H - \varepsilon)}$$

Finalmente se obtiene que el caudal unitario se expresa de la siguiente manera:

$$q = K(H - \varepsilon)(1 + K)\sqrt{2g(H - \varepsilon)}\ln\left(\frac{1}{K}\right)$$

$$q = K(H - \varepsilon)(1 + K)\sqrt{2g(H - \varepsilon)}\ln\left(\frac{1}{K}\right)$$

$$q = \underbrace{K\left(1 - \frac{\varepsilon}{H}\right)^{3/2}}_m (1 + K)\ln\left(\frac{1}{K}\right)H\sqrt{2gH}$$

$$q = m\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (2.8)$$

Donde m es el coeficiente de descarga del vertedero y H la carga sobre el vertedero.

Para resolver la ecuación (2.8) del caudal por unidad de ancho a lo largo del vertedero lateral es necesario conocer la variación del eje hidráulico a lo largo del vertedero lateral. Para los casos de corriente tranquila (régimen de río en el vertedero), se puede considerar la existencia de una curvatura pequeña en el eje hidráulico simplificando su comportamiento de variación a un comportamiento que sigue una ley lineal (Dominguez, 1999). Considerando el caso en que se tiene un régimen subcrítico en el vertedero lateral, en el cual la altura de escurrimiento aguas abajo del vertedero es mayor a la altura de escurrimiento aguas arriba como el presentado en la Figura 2.5, y aceptando la hipótesis de variación lineal de la altura de escurrimiento, en un punto ubicado a una distancia x del comienzo del vertedero la altura de escurrimiento es:

$$h_x = h_1 + \frac{h_2 - h_1}{L} x$$

Donde $h_1 = y_1 - w$ corresponde a la carga sobre el umbral al inicio del vertedero y $h_2 = y_2 - w$ corresponde a la carga sobre el umbral al final del vertedero.

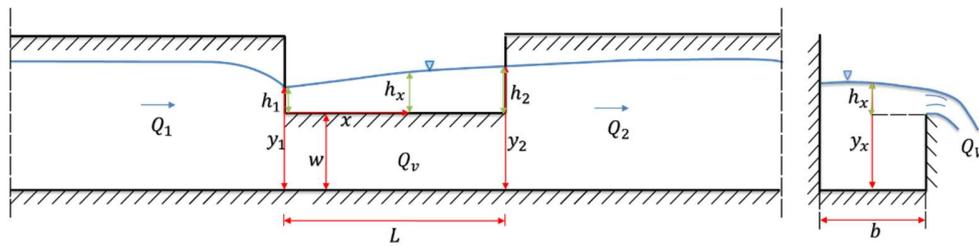


Figura 2.5. Vertedero lateral con flujo en régimen subcrítico y variables involucradas.

Por lo tanto el caudal que pasa por un dx a una distancia x se expresa de la siguiente manera:

$$dQ = m\sqrt{2g}h_x^{3/2} dx$$

Reemplazando el valor de h_x se tiene:

$$dQ = m\sqrt{2g} \left(h_1 + \frac{h_2 - h_1}{L} x \right)^{3/2} dx$$

Por lo tanto el caudal vertido sobre el vertedero corresponde a la integral a lo largo del vertedero.

$$Q_v = \int_0^L m\sqrt{2g} \left(h_1 + \frac{h_2 - h_1}{L} x \right)^{3/2} dx$$

Considerando la hipótesis de que el coeficiente de descarga a lo largo del vertedero es constante y aceptando que su valor es el promedio entre los coeficientes correspondientes a las cargas extremas, se puede sacar m de la integral:

$$Q_v = m\sqrt{2g} \int_0^L \left(h_1 + \frac{h_2 - h_1}{L} x \right)^{3/2} dx$$

Resolviendo la integral se obtiene la ecuación para estimar el caudal vertido por sobre el vertedero:

$$Q_v = \frac{2}{5} m\sqrt{2g} L \left(\frac{h_2^{5/2} - h_1^{5/2}}{h_2 - h_1} \right) \quad (2.9)$$

Donde:

- Q_v : Caudal vertido por el vertedero lateral [m^3/s].
- m : Coeficiente de descarga de Domínguez.
- L : Largo del vertedero lateral [m].
- g : Aceleración de gravedad [m/s^2].
- h_1 : Altura de escurrimiento al inicio del vertedero lateral [m].
- h_2 : Altura de escurrimiento al final del vertedero lateral [m].
- w : Altura del vertedero lateral [m].

Si consideramos $K = h_1/h_2 < 1$ para un flujo subcrítico, entonces

$$Q_v = \underbrace{\frac{2}{5} \left(\frac{1 - K^{5/2}}{1 - K} \right)}_{\varphi} mLh_2\sqrt{2gh_2} \quad (2.10)$$

El procedimiento para estimar el caudal vertido para un flujo en régimen subcrítico (río) mediante el método de Domínguez es el siguiente:

1. Datos: Q_2, h_2, L, w
2. Calcular el valor de $C_{AD} = \varphi m$ utilizando alguna ecuación empírica adecuada.
3. Reemplazar los valores de C_{AD} y de h_2 en la ecuación (2.10) para obtener el resultado del caudal vertido estimado

2.3.4. Otros autores

Otros autores desarrollan matemáticamente diferente la ecuación general del caudal vertido por un vertedero frontal rectangular de pared delgada respecto al desarrollo de Domínguez (1999), tales como V. Giles (1969), Sotelo Ávila (1997) y Rocha Felices (s.f), obteniendo un resultado final levemente diferente en la ecuación para estimar el caudal vertido por un vertedero lateral.

Como se observa en la Figura 2.6 el umbral del vertedero se encuentra a una altura w , el desnivel entre la superficie inalterada del agua antes del vertedero y su umbral es h y la velocidad uniforme de llegada del agua es V_0 de modo tal que se cumple que $H = h + V_0^2/2g$.

Si la altura del vertedero es muy grande, la velocidad de llegada del agua es despreciable y $H = h$ (Sotelo Ávila, 1997).

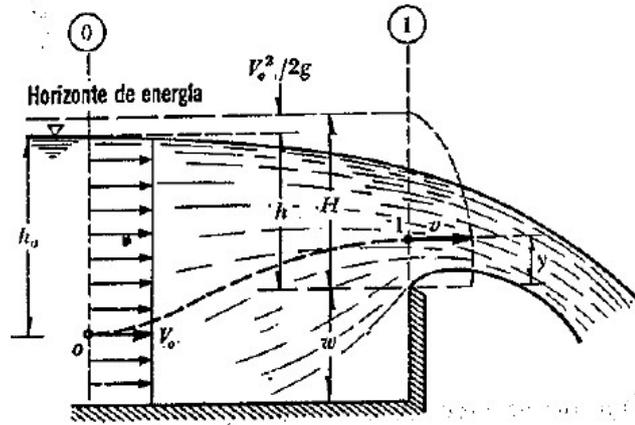


Figura 2.6. Vertedero de pared delgada, obtención de la ecuación general del caudal (Sotelo Ávila, 1997).

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre los puntos 0 y 1 de la Figura 2.6 se tiene:

$$h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = h_0 - h + y + \frac{v^2}{2g}$$

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

Si la velocidad de llegada es despreciable, entonces la velocidad en cualquier punto de la sección 1 vale:

$$v = \sqrt{2g(h - y)} \quad (2.11)$$

Luego el caudal a través de un área elemental de altura dy y ancho igual a la longitud total del vertedero L es:

$$dQ = C_d L \sqrt{2g(h - y)} dy$$

Donde C_d corresponde al coeficiente de descarga del vertedero. El caudal total vertido se obtiene al integrar la ecuación anterior.

$$Q = C_d L \sqrt{2g} \int_0^h (h - y)^{1/2} dy$$

Integrando la ecuación se obtiene lo siguiente:

$$Q = -\frac{2}{3} C_d L \sqrt{2g} ((h - h)^{3/2} - (h - 0)^{3/2})$$

$$Q = -\frac{2}{3}C_dL\sqrt{2gh}^{3/2} \quad (2.12)$$

La ecuación (2.12) corresponde a la ecuación del caudal vertido por un vertedero frontal rectangular de pared delgada.

Existen algunos países donde acostumbran agrupar los términos $2/3C_d\sqrt{2g}$, en un solo coeficiente que denominan C de tal manera que $Q = Cbh^{3/2}$.

La deducción de la ecuación del caudal vertido por el vertedero considera hipótesis que son aproximadas, las cuales son:

- El efecto de contracción de la lámina vertiente se considera dentro del valor del coeficiente de descarga C_d .
- La pérdida de energía se considera incluida en el coeficiente de descarga C_d .
- En todos los puntos de la sección 1 en la Figura 2.6 las velocidades tienen dirección horizontal y una distribución parabólica, ecuación (2.11) integrando entre los límites 0 y h . Esto equivale a que en la sección mencionada la altura de escurrimiento debe alcanzar la magnitud h .
- Al aplicar la ecuación de Bernoulli entre los puntos 0 y 1 se supone una distribución hidrostática de presiones. Esto implica una distribución uniforme de las velocidades V_0 y v para todos los puntos de las secciones 0 y 1 respectivamente, lo cual está en contraposición con la distribución parabólica que se ha supuesto para derivar la ecuación (2.11).

De acuerdo a Sotelo Ávila (1997) el flujo sobre un vertedero rectangular frontal de pared delgada muestra que las líneas de corriente sobre el umbral poseen una curvatura que modifica la distribución de presiones hidrostáticas. La Figura 2.7 presenta la verdadera distribución de presiones y velocidades. Se aprecia que la napa vertida sufre contracciones tanto en la línea de corriente superior como inferior, lo que implica que existe una sección contraída sobre el punto de máxima altura alcanzado por la línea de corriente inferior de la napa donde se presentan velocidades cuya componente horizontal se aparta de la ley parabólica; y además existe una distribución de presiones real distinta de la hidrostática.

Para expresar la variación del caudal vertido a lo largo de un vertedero lateral, se considera a partir de la ecuación (2.12) que la descarga elemental a través de un elemento de longitud dx a lo largo del vertedero lateral está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{dQ}{dx} = -\frac{2}{3}C_dL\sqrt{2gh}^{3/2} \quad (2.13)$$

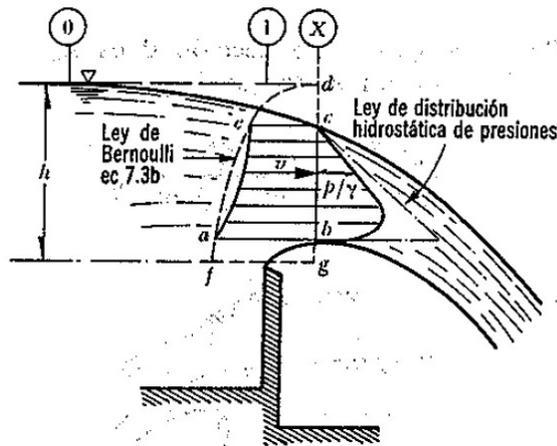


Figura 2.7. Distribución real de presiones y velocidades sobre el vertedero (Sotelo Ávila, 1997).

Varios autores han estudiado esta ecuación denominada ecuación común de vertedero y el comportamiento de su coeficiente de descarga realizando aproximaciones matemáticas para la variación del eje hidráulico de tal forma de poder resolver el caudal vertido a lo largo del vertedero, algunos de estos estudios son Hager (1987), Swamee et al. (1994), Emiroglu et al. (2011), Bagheri et al (2014a) y Cihar Aydin (2016).

2.3.5. Ecuación de De Marchi

En 1934 De Marchi fue el primero en obtener una solución analítica a la ecuación dinámica del flujo espacialmente variado con caudal decreciente, ecuación (2.4), para determinar el eje hidráulico del flujo en canales rectangulares.

Para resolver analíticamente la ecuación dinámica del flujo en un vertedero lateral, De Marchi asumió que el canal tenía una pendiente pequeña y un vertedero no demasiado largo, a partir de estos supuestos igualó la pendiente de fondo con la de fricción ($S_0 = S_f$), asumiendo de esta forma que la energía específica en el tramo del vertedero se mantiene constante.

De Marchi además hizo uso de la ecuación de energía específica para despejar el caudal de cualquier sección del vertedero.

$$Q = A \sqrt{\frac{2g}{\alpha} (E - y)}$$

Donde A es el área hidráulica en la sección a una distancia x y función de la altura y en la misma sección.

También uso la ecuación común de caudal sobre un vertedero por unidad de longitud para estimar la variación del caudal a lo largo del vertedero.

$$\frac{dQ}{dx} = -\frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} (y-w)^{3/2}$$

Donde w es la altura del vertedero y C_d el coeficiente de descarga del vertedero.

Reemplazando ambas ecuaciones en la ecuación dinámica del flujo y considerando que $S_0 = S_f$, el numerador y el denominador de la ecuación dinámica del flujo (2.4) resultan respectivamente en:

$$-\frac{\alpha Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} = \frac{4\sqrt{\alpha} C_d}{3A} (y-w)^{3/2}$$

$$1 - F^2 = 1 - \frac{\alpha Q^2 T}{gA^3} = \frac{A - 2T(E-y)}{A}$$

Por lo tanto, la ecuación dinámica del flujo se convierte en:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4\sqrt{\alpha} C_d \sqrt{E-y} (y-w)^{3/2}}{3(A - 2T(E-y))} \quad (2.14)$$

Esta ecuación es válida para régimen subcrítico y supercrítico (Sotelo Ávila, 2002). La solución directa de la ecuación (2.14) es posible para canales rectangulares, triangulares y trapeziales; mientras que la solución numérica es factible en cualquier sección.

La solución analítica a la ecuación (2.14) para canales rectangulares fue desarrollada por De Marchi en 1934, esta corresponde a la siguiente ecuación:

$$x = \frac{3b}{2C_m \sqrt{\alpha}} \left[\frac{2E - 3w}{E - w} \sqrt{\frac{E-y}{y-w}} - 3 \sin^{-1} \sqrt{\frac{E-y}{E-w}} \right] + Const. \quad (2.15)$$

Los términos dentro del paréntesis rectangular se pueden adimensionalizar dividiéndolos por E , para definirlos como una función:

$$\phi_m \left(\frac{y}{E} \right) = \frac{2 - 3 \left(\frac{w}{E} \right)}{1 - \left(\frac{w}{E} \right)} \sqrt{\frac{1 - \left(\frac{y}{E} \right)}{\left(\frac{y}{E} \right) - \left(\frac{w}{E} \right)}} - 3 \sin^{-1} \sqrt{\frac{1 - \left(\frac{y}{E} \right)}{1 - \left(\frac{w}{E} \right)}}$$

Luego la ecuación (2.15) se convierte en:

$$x = \frac{3b}{2C_m \sqrt{\alpha}} \phi_m \left(\frac{y}{E} \right) + Const.$$

La constante de integración se obtiene al evaluar las condiciones de borde, dependiendo si el flujo en el vertedero es subcrítico (condiciones de borde al final del vertedero) o supercrítico (condiciones de borde al inicio del vertedero).

La longitud total del vertedero se obtiene imponiendo las condiciones de borde al inicio y al final del vertedero en la ecuación (2.15), denominados con subíndice 1 y 2 respectivamente como se presenta en la Figura 2.8. Por lo tanto, el valor de la longitud del vertedero es:

$$L = \frac{3b}{2C_m\sqrt{\alpha}} \left[\phi_{m2} \left(\frac{y_2}{E} \right) - \phi_{m1} \left(\frac{y_1}{E} \right) \right] \quad (2.16)$$

Los supuestos considerados por De Marchi para desarrollar la solución analítica de la ecuación dinámica del flujo en vertederos laterales rectangulares, se detallan a continuación:

- El flujo en el canal se considera aproximadamente bidimensional y la distribución de presión es casi hidrostática, si se desprecian las irregularidades y la curvatura de la superficie libre. Además la descarga realizada por el vertedero, es una descarga libre.
- La pendiente del canal es pequeña ($\cos \theta \cong 1$) e igual a la pendiente de fricción ($S_0 = S_f$). La distribución de velocidades es constante y uniforme, por lo que el coeficiente α permanece constante e igual a la unidad. Por lo anterior se tiene que la energía específica E en el tramo del canal que contiene al vertedor se mantiene constante, es decir, es posible despejar el caudal de cualquier sección a partir de la ecuación de energía específica.
- La altura y varía solo con la distancia x sobre el eje del canal. La variación en la dirección lateral se desprecia, debido al comportamiento extremadamente complejo en esa dirección y el flujo sobre el vertedero lateral forma un ángulo aproximado de $\pi/2$ con la parte superior del vertedero, lo anterior permite asumir la ecuación común de caudal por unidad de longitud (Sotelo Ávila, 2002).
- La longitud del vertedero no debe ser muy grande, de acuerdo a investigaciones realizadas el caudal total vertido debe mantenerse siendo igual o menor al 75% del caudal que se aproxima al vertedero (Sotelo Ávila, 2002).

Para efectos del presente trabajo de memoria los cálculos realizados aplicando la ecuación de De Marchi consideran solo escurrimientos con perfil de flujo subcrítico en el vertedero lateral.

En la práctica para un canal prismático de rugosidad constante en toda su longitud es posible conocer o calcular la altura normal para el caudal que existe tanto antes del vertedero lateral Q_1 como después del vertedero lateral Q_2 , así como la energía específica en flujo uniforme y las condiciones críticas antes y después del vertedero, conociendo así el tipo de régimen en cada tramo. El caudal vertido por el vertedero corresponderá por lo tanto a $Q_v = Q_1 - Q_2$ (Sotelo Ávila, 2002), ver las variables mencionadas en la Figura 2.8.

Cuando se tiene un perfil subcrítico en el vertedero lateral, es decir, el flujo es subcrítico tanto antes como después del vertedero, el flujo se encuentra influenciado desde aguas abajo, por lo tanto la energía específica que se mantiene constantes en el tramo del vertedero es $E = E_2$

correspondiente a la energía del flujo uniforme aguas abajo, tal como se presenta en la Figura 2.8.

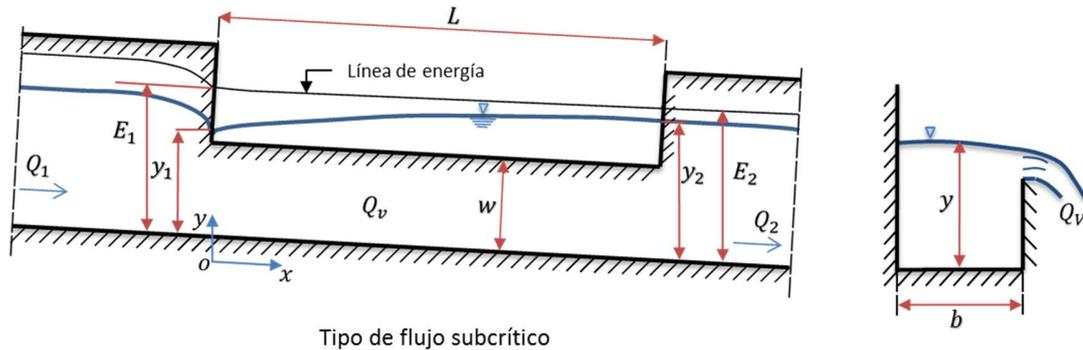


Figura 2.8. Vertedero lateral con flujo subcrítico y energía específica constante en el vertedero.

Para el caso del diseño hidráulico de los vertederos laterales usualmente se pueden presentar dos casos a resolver, el primero es determinar el largo del vertedero conociendo el caudal que se necesita verter por el vertedero y el segundo es determinar el caudal vertido por el vertedero conociendo su longitud, en ambos casos se considera que la altura del vertedero es un dato (Bagheri et al, 2014b).

En el caso de un flujo subcrítico en el vertedero lateral y de acuerdo con Collinge (1957) el procedimiento para estimar el caudal vertido de un vertedero lateral rectangular usando la ecuación de De Marchi considerando un perfil subcrítico es el siguiente:

1. Se tiene como dato el valor de y_2 y Q_2 , ver Figura 2.8, correspondientes a las condiciones de flujo aguas abajo del vertedero los cuales son medidas experimentalmente, L que es el largo del vertedero, w que es la altura del vertedero y b que es el ancho del canal principal, dados por diseño.
2. Con los datos anteriores se calcula la energía específica aguas abajo del vertedero, la cual se considera constante a lo largo de todo el vertedero lateral $E_2 = E$.
3. Se obtiene el valor de C_m a partir de alguna de las expresiones empíricas para estimar el coeficiente de De Marchi que se ajuste a las condiciones del flujo presentes en el vertedero.
4. Usando los valores de L , b , C_m , y_2/E y w/E , se reemplazan en la ecuación (2.16) y se despeja el valor de y_1/E .
5. Para obtener el valor del caudal Q_1 se estima a partir de la ecuación de energía específica expresada de la siguiente manera:

$$Q_1 = bE^{3/2} \frac{y_1}{E} \sqrt{2g \left(1 - \frac{y_1}{E}\right)}$$

6. Finalmente el caudal vertido se calcula como $Q_v = Q_1 - Q_2$.

2.3.6. Tipos de vertederos laterales

2.3.6.1. Vertederos de pared delgada

Al desarrollar la ecuación general de caudal vertido por un vertedero en la sección 2.3.3 se dijo que un vertedero de pared delgada, es caracterizado por el hecho de que la napa toca a la barrera solo en una arista, además solo se considera para efectos de este trabajo, el caso en que la napa del vertedero es libre, es decir, no se encuentra influenciada desde aguas abajo, teniendo la napa su línea de corriente inferior sometidas a presión atmosférica y sufriendo la misma una contracción por sobre la horizontal definida por el umbral del vertedero, ver Figura 2.9.

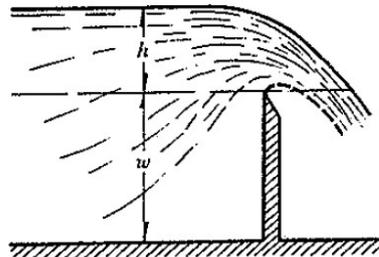


Figura 2.9. Vertedero de pared delgada y con napa libre (Sotelo Ávila, 1997).

2.3.6.2. Vertederos de pared gruesa e intermedia

Corresponde a un umbral formado por un plano horizontal y existen dos categorías, los umbrales de pared gruesa y los umbrales de pared intermedia. Serán gruesas las paredes cuyo umbral en el sentido del escurrimiento tengan una longitud suficiente para que se desarrolle un escurrimiento de las líneas de corriente paralelas o con una repartición hidrostática de presiones en la sección sobre el vertedero. Por otro lado, las paredes intermedias corresponderán a aquellas con un espesor de umbral menor, y en las cuales exista adherencia de la napa al umbral.

En caso de que el vertedero de pared gruesa tenga su entrada de arista viva, existe entonces un despegue con peralte de la napa e inflexiones en la zona para poder amoldarse al umbral, este fenómeno en su conjunto tiene como consecuencia la existencia de una pérdida singular de carga, la cual analíticamente es difícil de evaluar (Dominguez, 1999) como se presenta en la Figura 2.10.

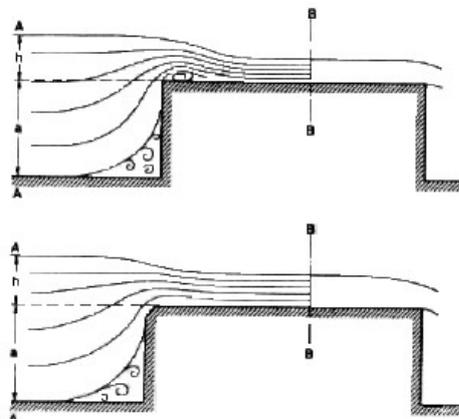


Figura 2.10. Pérdida de energía de entrada en un vertedero de pared gruesa con arista viva (Dominguez, 1999).

Un vertedero lateral de pared intermedia de acuerdo a Domínguez (1999) es aquel cuyo espesor de umbras es menor de $3h$ siempre que la napa se adhiera al umbral como se presenta en la Figura 2.11, pues en caso de no existir adherencia, el vertedero se considera de pared delgada.

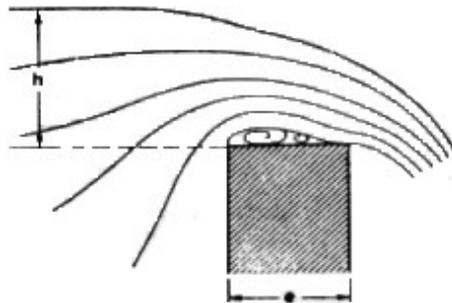


Figura 2.11. Vertedero de pared intermedia, sin influenciar desde aguas abajo de la pared (Dominguez, 1999).

En paredes intermedias es muy difícil hacer consideraciones analíticas que lleven al coeficiente de gasto, además el estudio del comportamiento de la napa, cuando el espesor del umbral es pequeño es complicado, si la napa es libre y se opera disminuyendo la carga se efectuara la adherencia cuando $h/e = 1,5$, por otro lado si adherida la napa al umbral se opera aumentando la carga, se producirá la separación cuando $h/e = 2$. Entre estos límites la napa libre es inestable, la introducción de aire, etc. determina la separación de la napa del umbral, por otro lado la forma de la napa depende de la relación entre w/h (Dominguez, 1999).

De acuerdo a Sotelo Ávila (1997) el criterio definido para el límite de separación entre un vertedero de pared intermedia funcionando con su napa libre o adherida es $e/h = 0,67$, ver Figura 2.12. Si el valor es menor a 0,67 la napa se separa y el vertedero funciona idéntico a uno de pared delgada. Cuando el valor obtenido es mayor a 0,67 entonces la napa se adhiere al umbral y en este caso el caudal vertido por el vertedero es menor al caudal vertido por un vertedero de pared delgada.

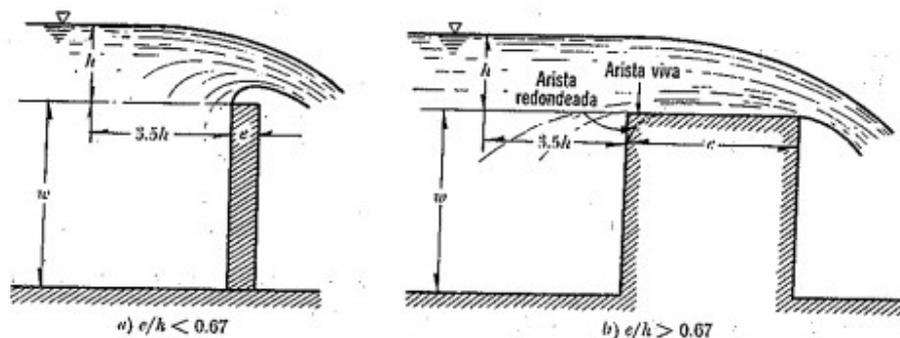


Figura 2.12. Vertedero rectangular de pared intermedia funcionando con napa libre o adherida (Sotelo Ávila, 1997).

Es importante considerar que los criterios mencionados fueron establecidos para vertederos de pared gruesa e intermedia frontales, por lo tanto estos criterios pueden variar y/o no ser aplicables para el caso de vertederos de pared intermedia o gruesa en vertederos laterales, la literatura no da detalles al respecto de manera específica para vertederos laterales.

2.3.7. Cálculo del coeficiente de descarga

2.3.7.1. Introducción

El flujo sobre vertederos laterales ha sido estudiado extensamente a lo largo del tiempo, en específico, numerosos investigadores se han enfocado en determinar el coeficiente de descarga de los vertederos laterales. Algunos ejemplos de investigadores que se ha enfocado en examinar las características hidráulicas del coeficiente de descarga sobre vertederos laterales de pared delgada basados en estudios experimentales son Collige (1957), Singh et al. (1994), Jalili et al. (1996), Borghei et al. (1999), Emiroglu et al. (2011), Bagheri et al. (2014a), Bagheri et al. (2014b).

Hager (1987) estudio los efectos de la altura de escurrimiento, la velocidad aguas arriba del vertedero, la dirección de salida del flujo sobre el vertedero y la forma del canal, en el flujo descargado a través de un vertedero lateral. Mediante su estudio definió una expresión para el coeficiente de descarga de un vertedero lateral de pared delgada e introdujo un coeficiente de corrección para el coeficiente de descarga en el caso de un vertedero de pared intermedia.

Swamee et al. (1994) desarrollo un coeficiente de descarga elemental, mediante la metodología propuesta en su estudio obtuvo expresiones para coeficientes de descarga elementales asociados al caudal que fluye a través de un elemento de longitud del vertedero, de tal forma de poder resolver el flujo espacialmente variado a lo largo del vertedero lateral mediante algún método numérico.

Al ser tan numerosa la cantidad de estudios y de ecuaciones desarrolladas para estimar el coeficiente de descarga de un vertedero lateral es difícil conocer el rango de aplicación y la precisión de cada una de ellas para estimar el coeficiente de descarga de un vertedero lateral cualquiera, esto causa muchos problemas al momento de tener que decidir cuál es la que más se acerca a la realidad bajo diversas condiciones de flujo y por lo tanto la más recomendable (Delkash y Ebrazí Bakhshayesh, 2014)

Al no ser clara la aplicación de cada una de las ecuaciones empíricas desarrolladas, es de gran importancia, antes de hacer uso de cualquiera de ellas dadas sus claras diferencias, realizar estudios de tal forma de averiguar sobre cual condición gobierna cada ecuación (Delkash y Ebrazí Bakhshayesh, 2014).

Delkash y Ebrazí Bakhshayesh (2014) realizó una examinación minuciosa de un total de 15 ecuaciones empíricas propuestas por diferentes autores con tal de determinar su rango de aplicación y su precisión ante diferentes condiciones de flujo sobre el vertedero, mediante la realización de 195 ensayos de laboratorio.

Otros estudios se han desarrollado con el fin de aportar conocimiento para un mejor entendimiento del fenómeno en diversos aspectos. Bagheri y Heidarpour (2012) quienes examinaron la dinámica del flujo, estudiaron la distribución de velocidades en las tres dimensiones sobre el umbral de vertederos laterales rectangulares de pared delgada con diferentes valores de altura y largo, los valores de velocidad fueron obtenidos usando un medidor de velocidad acústico Doppler o ADV por sus siglas en inglés. Aydin (2016) presentó una nueva aproximación semi-analítica para determinar el caudal vertido por un vertedero lateral rectangular definiendo un nuevo método que combina una resolución numérica con resultados experimentales.

Los procedimientos para estimar el coeficiente de descarga de un vertedero lateral y su caudal vertido siguen diferentes métodos, algunos de los cuales se han presentado en la sección anterior, tales como la solución de De Marchi y la de Domínguez. A continuación se detalla el procedimiento para obtener el coeficiente de descarga de un vertedero lateral mediante cada uno de estos métodos, y algunas de las ecuaciones desarrolladas mediante ellos.

2.3.7.2. Método de De Marchi para el coeficiente de descarga

Entre las investigaciones realizadas para obtener el coeficiente de descarga de un vertedero lateral rectangular de pared delgada para un flujo subcrítico en el vertedero, mediante la ecuación analítica de De Marchi se encuentran Singh et al. (1994), Jalili et al. (1996) y Borguei et al. (1999).

La ecuación (2.16) corresponde a la solución analítica para vertederos laterales propuesta por De Marchi. Considerando la formulación de diferentes investigadores, la ecuación para estimar el coeficiente de descarga de un vertedero lateral rectangular ubicado en un canal de sección transversal rectangular, basada en el supuesto de que la energía específica a lo largo del vertedero se mantiene constante es la siguiente:

$$C_m = \frac{3b}{2L} (\phi_2 - \phi_1) \quad (2.17)$$

Donde C_m corresponde al coeficiente de descarga de De Marchi y la función ϕ se define de la siguiente manera:

$$\phi_m \left(\frac{y}{E} \right) = \frac{2 - 3 \left(\frac{w}{E} \right)}{1 - \left(\frac{w}{E} \right)} \sqrt{\frac{1 - \left(\frac{y}{E} \right)}{\left(\frac{y}{E} \right) - \left(\frac{w}{E} \right)}} - 3 \sin^{-1} \sqrt{\frac{1 - \left(\frac{y}{E} \right)}{1 - \left(\frac{w}{E} \right)}}$$

Los subíndices 1 y 2 hacen referencia a las condiciones del flujo en la sección de aguas arriba y aguas abajo del vertedero lateral respectivamente, presentadas en la ecuación (2.8).

De acuerdo con Collinge (1957) el procedimiento de cálculo para resolver la ecuación (2.17) considerando un flujo subcrítico en el vertedero lateral es el siguiente:

1. Se tiene como dato el valor de y_1 y Q_1 , ver Figura 2.8 correspondientes a las condiciones de flujo aguas arriba del vertedero y los datos de y_2 y Q_2 ,

correspondientes a las condiciones de flujo aguas abajo del vertedero L que es el largo del vertedero, w que es la altura del vertedero y b que es el ancho del canal principal, los cuales son obtenidos mediante mediciones experimentales.

2. Con los datos anteriores se calcula la energía específica aguas arriba del vertedero E_1 y la energía específica aguas abajo del vertedero, la cual se considera constante a lo largo de todo el vertedero lateral $E_2 = E$.
3. Usando los valores de y_2/E_2 y w/E_2 se obtiene el valor del ϕ_2 y usando los valores de y_1/E_1 y w/E_2 se obtiene el valor de ϕ_1 .
4. Finalmente se reemplazan todos los valores en la ecuación (2.17) y se obtiene el valor experimental de C_m .

A partir del procedimiento de De Marchi, se han obtenido diferentes expresiones para el coeficiente de descarga de vertederos rectangulares de pared delgada, tres de ellas se presentan en la Tabla 2.1.

Singh et al (1994) demostró que el coeficiente de descarga depende del número de Froude aguas arriba y de la razón entre la altura de pared del vertedero y la altura de escurrimiento aguas arriba (w/y_1). En su estudio desarrollaron la ecuación número 1 presentada en la Tabla 2.1 para determinar el coeficiente de descarga bajo una condición de flujo subcrítico en el vertedero, para los siguientes rangos de variables $0,20 < F_1 < 0,45$ y $0,4 < w/y_1 < 0,9$.

Tabla 2.1. Ecuaciones empíricas obtenidas por el método de De Marchi para estimar el coeficiente de descarga.

N°	Referencia	Ecuación
1	Singh et al. (1994)	$C_m = 0,33 - 0,18F_1 + 0,49 \frac{w}{y_1}$
2	Jalili et al. (1996)	$C_m = 0,71 - 0,41F_1 - 0,22 \frac{w}{y_1}$
3	Borguei et al (1999)	$C_m = 0,7 - 0,48F_1 + 0,3 \frac{w}{y_1} + 0,06 \frac{L}{b}$

Jalili et al (1996), desarrollaron la ecuación 2 de la Tabla 2.1 similar a la de Singh, dependiente del número de Froude aguas arriba y de la razón w/y_1 , sin embargo en sus resultados obtuvieron que al aumentar la razón entre w/y_1 el coeficiente de descarga disminuye. Esto lo atribuyeron a que mientras mayor es la razón w/y_1 menor es la altura de escurrimiento sobre el vertedero y la tensión superficial afectaría los resultados. La ecuación propuesta fue desarrollada bajo condición de flujo subcrítico en el vertedero para los siguientes rangos de variables $0,1 < F_1 < 2$ y $0,01 < w/y_1 < 0,86$.

Borguei et al (1999) investigó la influencia no solo de la hidráulica y las características geométricas del vertedero en el coeficiente de descarga, sino también de la geometría del canal principal introduciendo la razón entre la longitud del vertedero y el ancho del canal principal (L/b) y la pendiente de fondo del canal principal. En su estudio llegaron a la conclusión de

que la variación de la pendiente de fondo del canal principal, no cobraba real relevancia en la determinación del coeficiente de descarga del vertedero lateral y desarrollaron la ecuación número 3 presentada de la Tabla 2.1 para determinar el coeficiente de descarga bajo una condición de flujo subcrítico en el vertedero para los siguientes rangos de variables $0,1 < F_1 < 0,9$, $0,7 < L/b < 2,3$ y $0,01 < w/y_1 < 0,9$, con valores de pendiente $S_0 = -0,5\%; 0\%; 0,5\%$ y 1% .

En la Tabla 2.2 se detallan las condiciones y el rango de las variables, en las que fueron desarrolladas las ecuaciones de la Tabla 2.1.

Tabla 2.2. Rango de parámetros de los estudios mencionados en la Tabla 2.1

Referencia	Longitud del vertedero L [cm]	Altura del vertedero w [cm]	Pendiente del canal S_0 (%)	Caudal Q_1 [L/s]	Número de Froude F_1	Número de ensayos
Singh et al. (1994)	0,10 – 0,20	0,06 – 0,12	0	10 - 14	0,20 – 0,45	<150
Jalili et al. (1996)	20, 30, 45, 75	1, 10, 19	-0,5; 0,0; 0,5; 1,25; 2,5	35 - 100	0,1 - 2	480
Borguei et al (1999)	20, 30, 45, 70	1, 10, 19	-0,5; 0,0; 0,5; 1,0	35 - 100	0,1 – 0,9	253

2.3.7.3. Método de Domínguez

La mayor cantidad de investigación desarrollada con respecto al coeficiente de descarga de un vertedero lateral, utiliza el método de De Marchi, para poder desarrollar ecuaciones con las que estimar el valor del coeficiente de descarga y sin embargo el procedimiento matemático simple desarrollado por Domínguez no ha recibido una atención considerable (Bagheri et al., 2014b).

A partir de la ecuación (2.10) y si consideramos el coeficiente de descarga de Domínguez como $D_{dD} = \varphi m$ entonces es posibles despejar el coeficiente de descarga a partir de la expresión siguiente:

$$C_{dD} = \frac{Q_v}{Lh_2\sqrt{2gh_2}} \tag{2.18}$$

Donde C_{dD} corresponde al coeficiente de descarga de Domínguez en función del caudal vertido Q_v , el largo del vertedero L , y la altura de escurrimiento sobre el umbral al final del vertedero, es decir $h_2 = y_2 - w$, ver Figura 2.5.

Domínguez (1999) hace mención de algunas ecuaciones empíricas desarrolladas para estimar el valor de C_{dD} entre las cuales se encuentra las expresiones desarrolladas por Engels entre 1917 y 1920 cuya expresión corresponde a la siguiente:

$$C_{dD} = 0,414 \left(\frac{h_2}{L} \right)^{0,1666}$$

Y las desarrolladas por Balmaceda y González entre 1939 y 1931 que corresponden a las siguientes:

- Vertedero de pared delgada

$$C_{dD} = 0,345 + \frac{0,000685}{h_2^2 L^{1/2}}$$

- Vertederos de pared gruesa e intermedia

$$C_{dD} = 0,324 + \frac{0,000387}{h_2^2 L^{1/2}}$$

Al comparar estas expresiones con las expresiones desarrolladas para el coeficiente de descarga de De Marchi se comprueba que el cálculo de estas es considerablemente más simple, además de tener la ventaja a la hora de diseñar, de depender solo de variables aguas abajo del vertedero la cuales son datos al considerar un problema típico de diseño de vertedero laterales con un escurrimiento subcrítico a lo largo del vertedero, a diferencia de las expresiones para el coeficiente de De Marchi, las cuales dependen de las condiciones aguas arriba del vertedero, correspondientes a las incógnitas de los problemas de diseño.

CAPÍTULO 3

3. DISEÑO DEL EQUIPO

3.1. Consideraciones generales

Los factores que se tuvieron en cuenta para el diseño del canal hidráulico fueron los siguientes:

- Presupuesto disponible.
- Materiales disponibles en el mercado.
- Costos de materiales y mano de obra.
- Procesos constructivos.
- Espacio disponible en el Laboratorio de Hidráulica.
- Comportamiento hidráulico del canal.

El primer problema de diseño, consiste en calcular las dimensiones y la forma de la sección de un canal, de manera que cumpla la condición de ser la opción más económica (Dominguez, 1999).

El Departamento de Obras Civiles aprobó un presupuesto máximo de \$4.000.000 para el proyecto, por lo tanto el diseño del canal se calculó y definió de tal forma que su costo fuese inferior a este presupuesto.

Se diseñó un canal de sección transversal rectangular, teniendo en consideración los siguientes aspectos:

- Construcción: La construcción de la unión entre el canal principal y las obras de derivación del mismo se simplifica con un canal de sección transversal rectangular.
- Cálculo hidráulico: El cálculo hidráulico tanto en el canal como en el vertedero lateral es más sencillo al tener una sección rectangular en el canal principal.
- Investigación: La mayor cantidad de investigación respecto a vertederos laterales, ha sido realizada en canales de laboratorio de sección transversal rectangular.

3.2. Etapa de prediseño

3.2.1. Dimensiones

El proyecto en su totalidad consideró la modelación física de tres fenómenos hidráulicos distintos que corresponden a un vertedero lateral, una compuerta lateral y una rejilla de infiltración. En la etapa de prediseño se propuso la construcción de tres canales homólogos al

canal S8MKII del Laboratorio de hidráulica presentado en la Figura 3.1 el cual se utiliza para demostraciones de transporte de sedimentos.

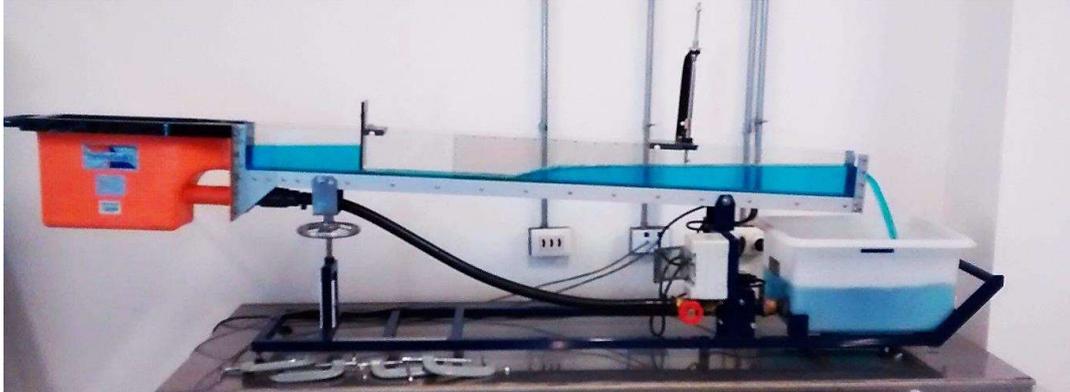


Figura 3.1. Canal S8MKII para demostración de transporte de sedimentos del Laboratorio de Hidráulica.

Se definió un canal con las siguientes dimensiones:

- Largo : 150 [cm]
- Ancho : 12 [cm]
- Altura : 15 [cm]

Para una mejor comprensión del diseño se realizó un modelo 3D del prediseño del canal, desarrollado en SketchUp Make el cual es presentado en la Figura 3.2, este contemplaba una bomba recirculadora con un caudal de operación de 1 [L/s], dos estanques receptores, uno del caudal vertido por el vertedero y otro del caudal vertido por el canal principal, además de un estanque estabilizador del flujo al comienzo del canal. También consideraba un sistema para cambiar la pendiente del canal y un medidor de caudal instalado en el sistema de tuberías entre la bomba y la entrada al estanque estabilizador que permitiera medir el caudal de entrada al canal.

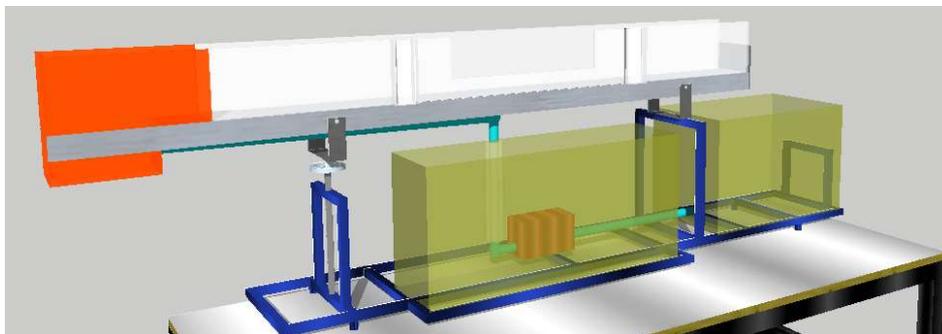


Figura 3.2. Modelo 3D en SketchUp Make para el prediseño del canal con vertedero lateral.

3.2.2. Materiales y método constructivo

Los materiales principales considerados en el prediseño se listan a continuación:

- Perfil rectangular de acero inoxidable de 50 x 120 x 1500 [mm], $e = 2$ [mm].
- Pletinas de acero inoxidable de 50 x 1700 [mm], $e = 2$ [mm].
- Acrílico para caras laterales del canal de 20 x 1500 [mm], $e = 8$ [mm].
- Estructura metálica de soporte, perfiles cuadrados de 20 x 20 [mm], $e = 2$ [mm].
- Pintura antioxidante e impermeabilizante.
- Tornillos y tuercas para fijar las piezas.
- Sellante silicona.
- Válvulas.
- Bomba recirculadora.
- Depósitos de agua.
- Bases niveladoras.

El sistema estructural del canal consideraba un perfil de acero inoxidable como base del canal unido por medio de tornillos y tuercas a las paredes de acrílico del canal. Por medio de pletinas de acero sería reforzada y se le daría rigidez a la unión. Todas las uniones se sellarían con silicona de tal forma de evitar filtraciones. Un dibujo de detalle del sistema estructural del canal se presenta en la Figura 3.3.

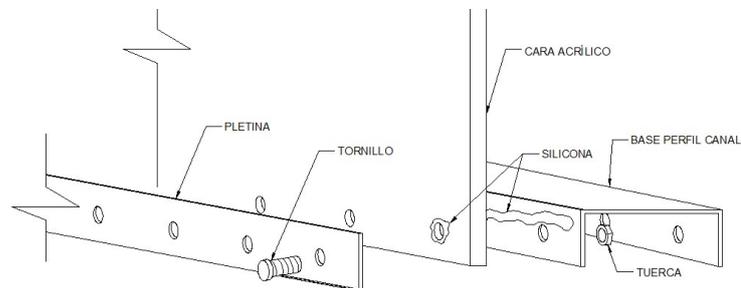


Figura 3.3. Detalle del sistema estructural del canal, para la etapa de prediseño.

El prediseño del proyecto fue presentado en el Instituto Nacional de Hidráulica, en donde se recibió asesoría respecto al tamaño y comportamiento hidráulico del modelo. Se aconsejó aumentar las dimensiones del canal, ya que al ser de un tamaño tan reducido, se presentarían problemas para apreciar y medir con precisión el comportamiento hidráulico del flujo a través de las obras de derivación. Además un canal de laboratorio requiere tener un largo suficiente en el cual el flujo logre desarrollarse y alcanzar una condición de normalidad, antes de llegar a la zona donde se quiere estudiar el comportamiento hidráulico, en este caso, se requiere de un largo de desarrollo antes de que el flujo pase por el vertedero lateral y las demás obras de derivación. Se aconsejó que el largo total mínimo en el canal fuera de 4 [m].

Un aumento en las dimensiones del canal hizo inviable económicamente la construcción de tres canales individuales, por lo cual se decidió construir un solo canal con las tres estructuras hidráulicas de derivación en él, ubicando por un lado del canal la compuerta lateral, por el lado opuesto el vertedero lateral, y en el fondo del canal la rejilla de infiltración.

3.3. Etapa de diseño

El diseño del canal consideró los siguientes aspectos:

- Construcción de un solo canal con las tres obras hidráulicas de derivación en él.
- Revaluación económica considerando un solo canal de mayor tamaño.
- Largo total mínimo de 4 [m].
- Análisis del espacio físico disponible en el Laboratorio de hidráulica para ubicar el nuevo equipo.
- Modificación del sistema estructural del canal. En la etapa de diseño se consideró construir un canal completo de acrílico. Esto simplificó la logística de la compra del material y la construcción misma del canal. Se tomó esta decisión basada en los modelos físicos que son construidos en el Instituto Nacional de Hidráulica, los cuales son completamente de acrílico y presentan un funcionamiento tanto estructural como hidráulico óptimo.

3.3.1. Diseño del canal principal

3.3.1.1. Dimensiones

Se definió un canal con las siguientes dimensiones:

- Largo : 400 [cm]
- Ancho : 15 [cm]
- Altura : 25 [cm]

Se definió un largo de 400 [cm] para el canal, considerando un largo de desarrollo para el flujo antes de las obras de derivación de 200 [cm]. El espacio que se dispuso en el laboratorio para ubicar el canal fue de 520 [cm] de longitud, delimitado por dos columnas centrales del laboratorio, por lo tanto se dispuso de un espacio de 120 [cm] para ubicar los dos estanques necesarios para recibir el flujo de entrada y el flujo de salida del canal ubicados al inicio y al final de este y para dejar un espacio de holgura entre las columnas del laboratorio y el equipo. La logística para definir el tamaño y la ubicación del canal analizó aspectos tanto económicos, ya que de acuerdo al presupuesto realizado el mayor gasto del proyecto sería la compra y trabajos a realizar con acrílico, como la necesidad de ubicarlo en un lugar donde se pudiese acceder a ambos costados del canal, para poder observar el comportamiento hidráulico y realizar mediciones tanto en el costado de la compuerta lateral como en el del vertedero lateral.

La Figura 3.4 corresponde a un plano en el cual se detalla la distribución del espacio disponible en el laboratorio para el equipo diseñado, con sus principales accesorios, además de la altura y el largo total del canal.

En el diseño del canal la altura se aumentó en 10 [cm] quedando de 25 [cm] y el ancho se aumentó en 3 [cm] quedando de 15 [cm] respecto al prediseño. Para definir estas medidas se consideró el cálculo hidráulico, equipos y materiales necesarios disponibles en el mercado y una revaluación económica del equipo debido al cambio del diseño

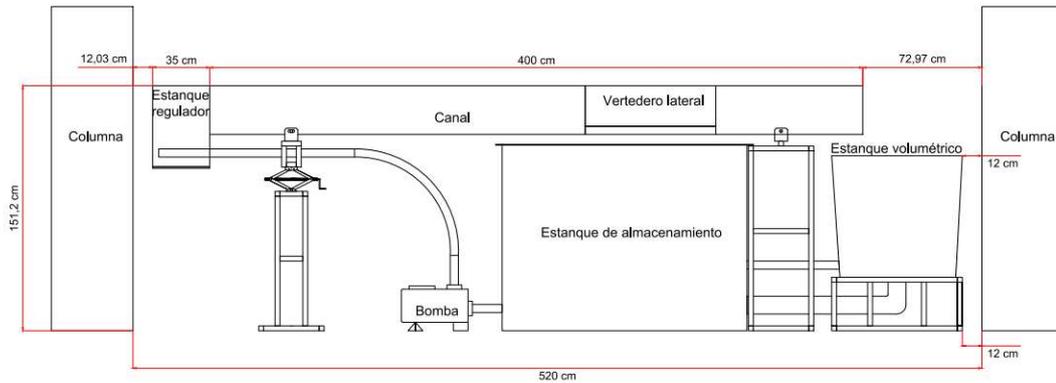


Figura 3.4. Plano de ubicación de la infraestructura del canal en el Laboratorio.

3.3.1.2. Material y método constructivo

El material definido para la construcción del canal fue acrílico de espesor $e = 10$ [mm]. El acrílico es un material transparente como el vidrio lo que permite mirar a través de él, el comportamiento del agua sin inconveniente, además el acrílico no se ve afectado en su composición química al estar en contacto con el agua, pudiendo estar expuesto a ella por largos periodos de tiempo y a variadas temperaturas sin ser afectado. Respecto a su maquinabilidad, el acrílico se puede cortar como la madera y puede ser mecanizado por arranque de viruta por lo que es un material versátil para poder construir piezas con diferentes formas.

En la Tabla 3.1 se presentan las propiedades físicas, mecánicas, térmicas y ópticas del acrílico. Las propiedades mecánicas del acrílico indican la resistencia del material ante la acción de cargas, cuyos valores de resistencia lo hace un material adecuado para los requerimientos del equipo. El peso máximo del acrílico y el agua considerando un canal lleno, es de aproximadamente 200 [kg] en total, por lo tanto este peso distribuido en un área de 400×15 [cm] da un peso de $0,033$ [kg/cm²], lo cual es un requerimiento muy inferior a la capacidad resistente del material.

El método constructivo del acrílico es simple, para unir las diferentes secciones de acrílico entre sí se usa cloroformo, un solvente que no es peligroso ni tóxico. Este adhesivo reblandece el acrílico en poco tiempo y realiza un pegado rápido demorando unos 30 segundos aproximadamente y generando una unión monolítica entre las piezas. La unión se realiza por capilaridad, lo cual es posible gracias a que el solvente puede fluir a través del área a unir. El solvente se aplica por medio de una aguja con la que se inyecta en la unión de las piezas y por capilaridad se esparce a lo largo de la zona a pegar. El solvente debe ser inyectado con cuidado y regulando su cantidad, ya que en exceso puede dañar las zonas adyacentes a la unión. La

Figura 3.5 ejemplifica una unión en 90° de dos piezas de acrílico, pegadas por el método de capilaridad al inyectar el cloroformo en la unión de las piezas.

Tabla 3.1. Propiedades técnicas del acrílico (Norglas.cl, 2016).

PROPIEDADES TÉCNICAS A 20°C		
PROPIEDADES	VALOR	UNIDAD
Físicas		
Peso específico	1,19	kg/cm ³
Peso referencial (e = 10 mm)	12	Kg/m ²
Coefficiente de absorción de agua	0,3 - 0,4	% (en volumen)
Mecánicas		
Resistencia al choque	2-3	kg cm/cm ²
Resistencia a la tracción	600	kg/cm ²
Resistencia a la compresión	700	kg/cm ²
Resistencia a la flexión	1000	kg/cm ²
Módulo de elasticidad a la flexión (E)	30000	kg/cm ²
Térmicas		
Coefficiente de dilatación térmica	0,08	mm/m °C
Temperatura de deformación	130-140	°C (según espesor)
Ópticas		
Transparencia en el espectro visible	92	%

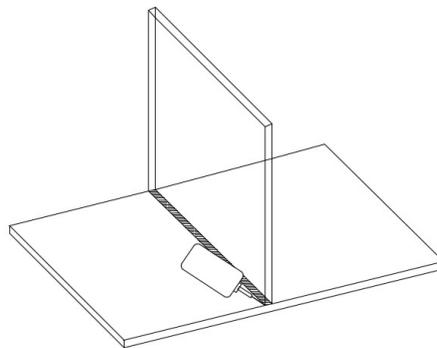


Figura 3.5. Método por capilaridad para pegar acrílico, zona a pegar achurada en la figura.

3.3.1.3. Planos del canal principal

La Figura 3.6 corresponde a los planos de diseño del canal principal, todas las piezas se diseñaron en acrílico de espesor e = 10 [mm], con un largo total del canal de 400 [cm].

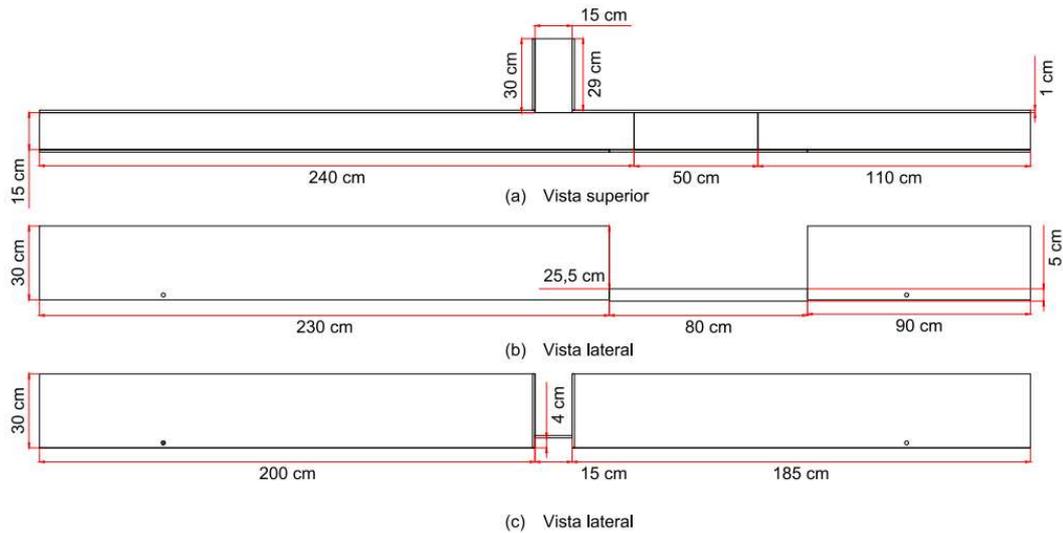


Figura 3.6. Planos de diseño del canal de acrílico con sus cotas principales.

La sección de 50 x 15 [cm] en la Figura 3.6a corresponde al sacado en el fondo del canal en donde se ubicó la rejilla de infiltración. La sección de 80 x 25,5 [cm] en la Figura 3.6b corresponde al sacado en la pared del canal en donde se ubicó el vertedero lateral. Se diseñó también un canal secundario para la compuerta lateral cuya vista superior se detalla en la Figura 3.6a con un largo de 30 [cm] y un ancho entre paredes de 15 [cm]. Tanto el fondo del canal principal como el del canal secundario se ubican a 4 [cm] por sobre el canto inferior de las paredes de ambos canales.

La Figura 3.7 corresponde al plano de diseño de la sección transversal del canal.

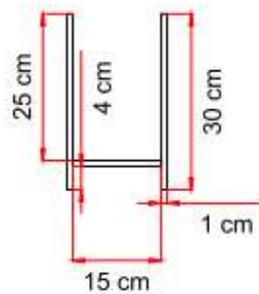


Figura 3.7. Plano sección transversal del canal principal y secundario.

De la Figura 3.7 se tiene por lo tanto, que la sección hidráulica disponible del canal es de 25 x 15 [cm].

Los 4 [cm] restantes de las paredes bajo el fondo del canal se usaron para ubicar las perforaciones por donde se unió el canal a la estructura de soporte mediante dos apoyos de tipo pasador. La Figura 3.8 corresponde al diseño de las perforaciones en el canal, junto con una vista en detalle de una de las perforaciones.

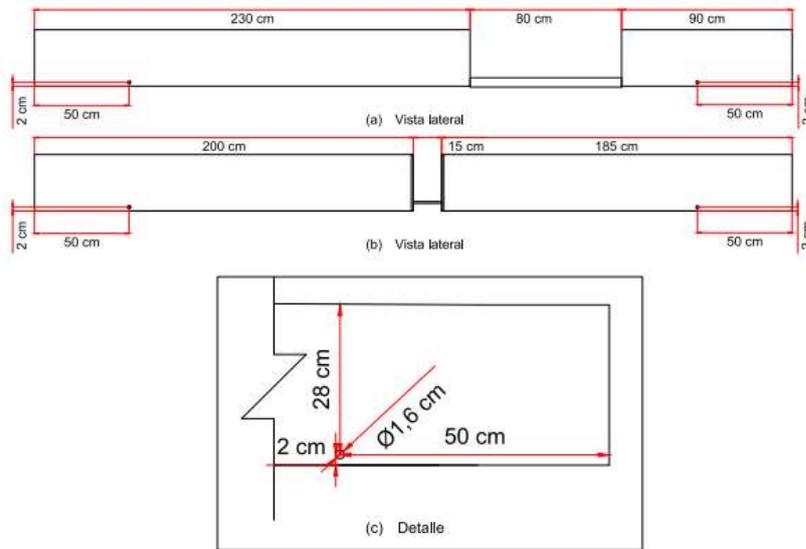


Figura 3.8. Plano de perforaciones en el canal para su unión con la estructura de soporte.

En el capítulo 5 la Figura 5.2 presenta las perforaciones construidas en las piezas de acrílico del canal y la Figura 5.4 presenta en canal principal construido de acuerdo al diseño presentado.

El diseño del canal se realizó de tal forma de asegurar que ninguno de los sacados considerados para el vertedero lateral, la rejilla de fondo o la compuerta lateral coincidieran en una misma zona, de esta forma se aseguró que las uniones entre las paredes y el fondo se traslaparan para no generar una zona frágil que provocara problemas estructurales en el canal. Además la unión del canal en la sección del vertedero se reforzó considerando pegar tres piezas en la sección como se presenta en la Figura 3.9. La primera de 5 x 80 [cm] con espesor $e = 1$ [cm], La segunda de 7 x 130 [cm] con espesor $e = 1$ [cm] y la tercera de 7 x 100 [cm] con espesor $e = 0,5$ [cm].

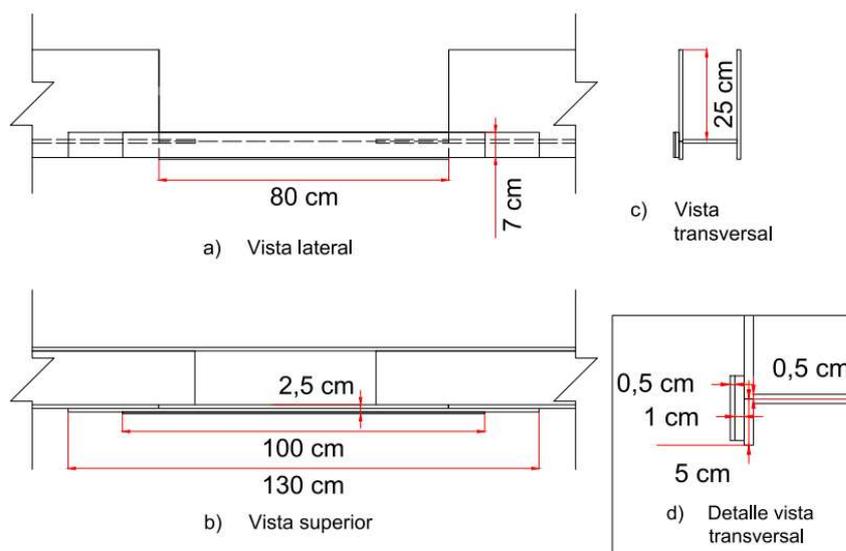


Figura 3.9. Planos de la unión del canal en la zona del vertedero lateral.

3.3.2. Diseño del vertedero lateral

Se logró que el vertedero lateral sea versátil y educativamente didáctico, gracias a que la estructura fue diseñada de tal forma que permite ensamblar en el canal diferentes piezas que funcionan como un vertedero lateral, con una altura y un largo de vertedero distinto para cada una. Los vertederos diseñados son de forma rectangular con bordes en 90°. En total se diseñaron 14 piezas que funcionan como un vertedero lateral en el canal, más una pieza que funciona como pared del canal y que permite usar la compuerta lateral o la rejilla de infiltración del canal.

3.3.2.1. Diseño de la unión del vertedero con el canal

Las piezas para el vertedero lateral se diseñaron para que sean desmontables del canal. Cada una de las 15 piezas usadas en el vertedero lateral se diseñaron a partir de una pieza de acrílico de 80 x 25 [cm], con espesor $e = 1$ [cm]. En la Figura 3.10 se presenta el plano que detalla cómo se ensambla la pieza de vertedero en color gris al canal. Las dimensiones de la pieza de vertedero se ajustan al sacado del canal permitiendo que esta entre en el canal. Al topar la pieza de vertedero con la pieza que actúa como su base, queda introducida 5 [mm] por debajo de la pieza del fondo del canal, como se detalla en la Figura 3.10c, esto le entrega un mayor soporte a la pieza de vertedero.

Para contraponerse a la presión del agua sobre la pieza de vertedero en la dirección transversal al canal principal, se diseñó un sistema de soporte que consistió en dos abrazaderas adheridas al canal, construidas cada una con dos piezas de acrílico de 23 x 5 [cm] y espesor $e = 1$ [cm] correspondientes a las piezas detalladas en color negro en el plano de la Figura 3.10, en estas abrazaderas se introducen dos piezas de acrílico de 30 x 5 [cm] y espesor $e = 1$ [cm] detalladas en color gris en la Figura 3.10, las cuales actúan como topes para la pieza de vertedero en la dirección transversal al canal y se contraponen a la fuerza de presión del agua sobre la pieza de vertedero.

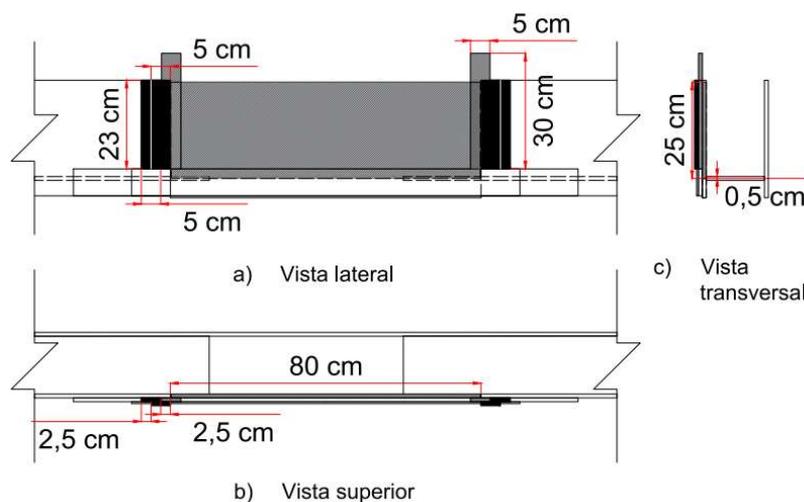


Figura 3.10. Plano de detalle de la unión del canal con una pieza de vertedero.

3.3.2.2. **Diseño contra filtraciones**

El mayor reto de construir un canal con piezas desmontables es lograr evitar o disminuir las posibles filtraciones en la zona donde se unen las piezas. El diseño contra filtraciones en la unión entre el canal y la pieza del vertedero contempló la adhesión de una goma impermeable por el contorno de cada pieza de vertedero de la forma en que se detalla en la Figura 3.11. La goma tiene un espesor $e = 3$ [mm] y además es flexible lo que le permite deformarse cuando es presionada. Para evitar filtraciones por los costados de la pieza, se redujo la longitud de cada pieza de vertedero a 79,6 [cm] dándole a cada lado de la pieza un espacio de 2 [mm] entre la pieza y el canal para que lo ocupe la goma, considerando que su capacidad de deformación es de 1 [mm], de tal forma que la pieza más la goma se ajuste al espacio en el canal. Para evitar filtraciones por el fondo de la pieza se diseñó un rebaje en el fondo de cada pieza por ambas caras de la pieza como se detalla en la Figura 3.11c, de 2 [mm] de profundidad por 10 [mm] de altura desde el fondo, para colocar goma en ambos sacados.

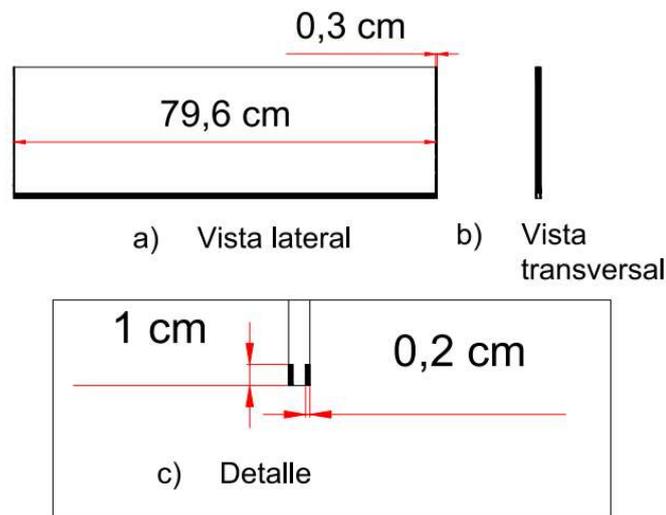


Figura 3.11. Plano de diseño contra filtraciones en la unión entre el canal y la pieza de vertedero lateral.

En el capítulo 5, la Figura 5.8 presenta una pieza de vertedero instalada en el canal mediante el sistema de unión descrito en la sección anterior y con la goma impermeable instalada en la pieza para evitar las filtraciones en la unión, de acuerdo a lo definido en el diseño.

3.3.2.3. **Diseño de ancho y altura de vertederos**

Cada pieza de vertedero se diseñó para tener una combinación de largo de vertedero y altura de vertedero diferente. El diseño consideró poder usar el máximo largo de vertedero posible y la máxima altura. Se consideró un largo máximo de 60 [cm], este largo deja espacio suficiente para ubicar las piezas de soporte transversal del vertedero y el limnómetro tanto al inicio como al final del vertedero al realizar mediciones de altura de escurrimiento. La longitud mínima se definió de 30 [cm]. La mínima altura de vertedero se definió de 3 [cm] ya que con una altura menor se corre el riesgo de que la pieza quede muy frágil en la zona del sacado y se quiebre.

La máxima altura está acotada por el diseño a borde libre, el cual especifica una altura de escurrimiento máxima de 22,5 [cm], por lo tanto la máxima altura de vertedero se definió de 15 [cm].

En total se contó con 14 piezas para construir vertederos. El diseño consideró tener cuatro longitudes de vertedero diferentes y cuatro alturas de vertedero diferente. Las longitudes definidas fueron de 30, 40, 50, y 60 [cm] y las alturas definidas fueron de 3, 6, 10 y 15 [cm]. La Figura 3.12 detalla el diseño de las 14 piezas de vertedero. En el plano se consideró que el vertedero se introduce 5 [mm] por debajo de la cota de fondo del canal, por lo tanto esto milímetros de diferencia se sumaron a la altura de vertedero de cada pieza, para compensar la diferencia.

3.3.3. Diseño del vertedero frontal

Se diseñó un vertedero frontal ubicado al final del canal el cual permite modificar la altura del flujo influenciándolo desde aguas abajo. El vertedero se diseñó de manera móvil de tal forma de poder fijar una altura del vertedero a elección.

El diseño se detalla en la Figura 3.12 y consistió en 3 piezas de acrílico, dos piezas iguales que pegadas al canal que actúan como apoyos y una tercera pieza móvil que corresponde al vertedero frontal.

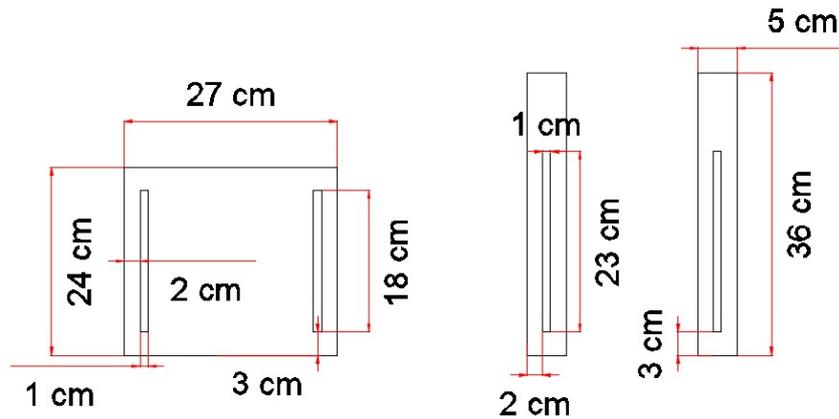


Figura 3.12. Plano de diseño del vertedero frontal del canal.

Las ranuras en cada pieza permiten que el vertedero se pueda ajustar a diferentes alturas y para fijar la pieza a una altura determinada se hace uso de ocho tuercas. Además para evitar filtraciones se diseñó con una goma impermeable en todo el contorno del canal la cual es presionada al ajustar el vertedero. En la Figura 3.14 se presenta un plano de detalle del sistema de funcionamiento del vertedero frontal, en donde se fija a modo de ejemplo la pieza a una altura de vertedero de 7 [cm].

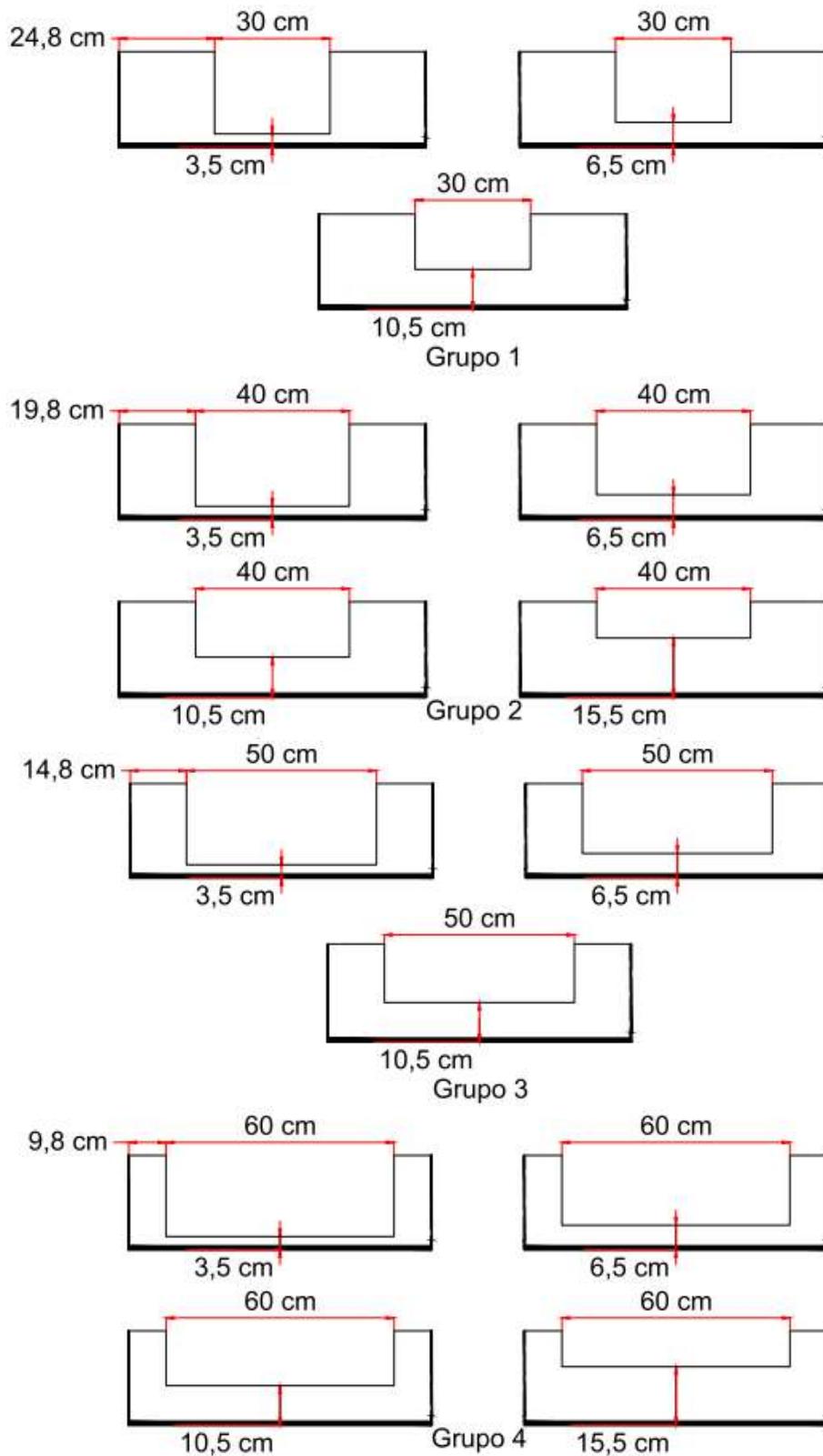


Figura 3.13. Plano de diseño del largo y la altura de vertedero para cada pieza.

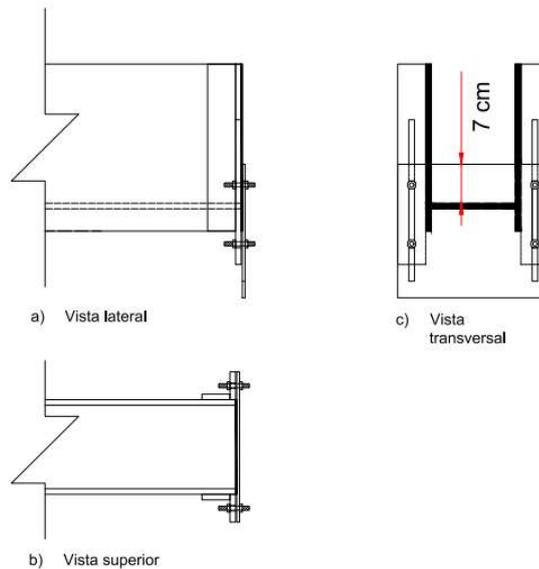


Figura 3.14. Plano de detalle del funcionamiento del vertedero frontal del canal.

En el capítulo 5, la Figura 5.6 presenta el vertedero frontal construido de acuerdo al diseño presentado anteriormente, instalado en el canal y funcionando.

3.3.4. Caudalímetro

Dentro del análisis de los fenómenos hidráulicos modelados en el canal es necesario poder medir los caudales que se tienen dentro del canal, tanto el caudal de entrada, como el caudal de salida, para así poder calcular el caudal vertido por las obras de derivación, por esta razón es indispensable considerar un equipo que sea capaz de medir el caudal entrante al canal. Para esto se cotizaron diferentes equipos medidores de caudal o caudalímetros presentes en el mercado los cuales se presentan en la Tabla 3.2.

Evaluando el monto de dinero disponible para el desarrollo del proyecto, se concluye que solo es posible adquirir uno de los equipos más económicos, por lo que se decidió comprar el caudalímetro Visual Flow de polipropileno de la empresa Impac, el cual funciona de manera mecánica, es decir, el flujo al pasar por el equipo hace girar unas aspas. Al contactar a la empresa solicitando el equipo, la empresa ofreció vender el caudalímetro electromagnético Orión presentado en la Figura 3.15, respetando el precio del equipo Visual Flow.

El equipo Orión a diferencia del equipo Visual Flow es un equipo electromagnético, por lo tanto no necesita de elementos mecánicos en movimiento para medir el caudal, lo cual le da las siguientes ventajas de funcionamiento:

- Funcionamiento independiente de la densidad y de la viscosidad del fluido.
- Baja sensibilidad a las turbulencias.

- Elevada precisión.
- Reducido costo de mantenimiento.
- Visualización instantánea del caudal.
- Error típico 0,5% - Máx 1% (plena escala).
- Presión de trabajo hasta 40 [Bar].



Figura 3.15. Caudalímetro electromagnético Orión.

Tabla 3.2. Cotizaciones equipos de medición de caudal o flujo.

Empresa	Descripción	Conexión	Flujo [L/min]	Precio	IVA	total
Impac	Caudalímetro Visual Flow polipropileno	2"	75-750	\$550.000	\$104.500	\$654.500
Impac	Caudalímetro Electromagnético Orión	2"	30-600	\$580.518	\$110.298	\$690.816
Impac	Caudalímetro Visual Flow Inox	2"	75-750	\$873.000	\$165.870	\$1.038.870
Veto	Flujómetro electromagnético digital, electrodo Hastelloy C276, AC CARBONO	2"	40-830	\$1.293.870	\$245.835	\$1.539.705
Veto	Flujómetro electromagnético digital, electrodo SS316L, AC CARBONO	2"	40-830	\$1.311.754	\$249.233	\$1.560.987
Veto	Flujómetro electromagnético sanitario, electrodo SS316L	2"	40-830	\$1.706.004	\$324.141	\$2.030.145

Además este equipo se conecta a la corriente por medio de un cable de alimentación, mientras que el equipo Visual Flow funciona con baterías, lo cual también es una ventaja de funcionamiento.

Todas estas características hacen al equipo Orión una mejor opción como equipo de medición del caudal entrante al canal.

De acuerdo a las especificaciones del equipo, se recomienda instalar el caudalímetro a por lo menos 20 [cm] de elementos que puedan ocasionar turbulencia dentro del conducto (válvulas, curvas, estrechamientos, etc.) por lo que se instala el caudalímetro a 60 [cm] de la manguera aguas arriba y a 22 [cm] del difusor aguas abajo cumpliéndose con la distancia exigida, además el mínimo caudal admitido es de 0,5 [L/s] y el caudal máximo es de 10 [L/s], cumpliendo con la distancia y el caudal es posible asegurar el correcto funcionamiento del equipo y su precisión.

3.3.5. Caudal máximo de diseño

El caudal máximo de funcionamiento para el canal fue acotado por el rango de funcionamiento del equipo de medición de caudal. De acuerdo a lo especificado en la sección 3.3.4., el equipo seleccionado asegura un correcto funcionamiento hasta un caudal máximo de 10 [L/s], por lo tanto, se definió el caudal máximo de operación como 10 [L/s].

3.3.6. Bomba de recirculación

Para el funcionamiento continuo del canal se requirió de un equipo de recirculación que cumpla la función de elevar el agua desde el estanque de captación hasta el canal. La elevación requerida para cubrir el desnivel estático es inferior a los 1,5 [m], y las pérdidas de energía son inferiores a los 2 [m] de elevación por lo tanto la versatilidad que se requiere del equipo no radica en su capacidad de elevación ya que se requiere elevar un desnivel inferior a 4 [m], sino en el rango de caudal que el equipo puede mover. El equipo debe ser capaz de bombear hasta 10 [L/s] sin considerar las pérdidas existentes en el sistema, para poder aprovechar toda la capacidad de medición del caudalímetro. Los equipos cotizados que cumplieran con el rango de caudal requerido se detallan a continuación:

Tabla 3.3. Cotizaciones bomba de recirculación de caudal.

Descripción	Rango de caudal [l/s]	Rango de altura de elevación [m]	Conexión	Precio	IVA	Total
Bomba centrífuga PEDROLLO alto caudal HFM 6C 1,5 HP, 220 volt	0 - 16,7	11,9 - 3	3"	\$525.000	99.750	624.750
Bomba centrífuga PENTAX CS 150/2 1,5 HP, 220 volt	0 - 13,3	12,3 - 6	2"	\$270.100	51.319	321.419

Finalmente se optó por el equipo PENTAX presentado en la Figura 3.16 el cual se ajusta a los requerimientos de caudal y altura de elevación, es un 50% más económico que el equipo PEDROLLO y trae conexión de 2", diámetro con el cual se diseñó las conexiones del sistema, por lo tanto, un mismo diámetro permite realizar la conexión directa de las piezas.

Las características del quipo son las siguientes:

- Cuerpo bomba de fundición con bocas roscadas.
- Impulsor de hierro fundido.

- Soporte motor de hierro fundido.
- Sello mecánico de cerámica – grafito.
- Eje motor de acero AISI 303.
- Cojinetes de bolas.
- Temperatura de líquido 0 – 90°C.
- Presión de trabajo máxima 6 [Bar].



Figura 3.16. Electrobomba centrífuga PENTAX CS 150/2.

3.3.7. Diseño del sistema para cambio de pendiente del canal

El sistema de cambio de pendiente se diseñó considerando usar una gata tipo tijera como la que se presenta en la Figura 3.17.



Figura 3.17. Gata tipo tijeras, utilizada para el sistema de cambio de pendiente del canal.

Las especificaciones del equipo son las siguientes:

Tabla 3.4. Especificaciones del equipo para cambio de pendiente del canal, gata tipo tijera.

Largo [mm]	445
Ancho [mm]	160
Altura máxima [mm]	380
Altura mínima [mm]	125
Capacidad disponible [ton]	1,5

La demanda máxima por peso sobre esta estructura considerando el peso del acrílico más el peso del agua es de aproximadamente 200 [kg] y la capacidad disponible de la gata de tijeras es de 1,5 [ton], es decir casi siete veces más de lo que pesa el canal. El mecanismo de cambio de pendiente se diseñó de tal forma de permitir al canal una pendiente máxima de 5%, si se considera que la separación entre apoyos del canal es de 3 [m] y por lo tanto cada 3 [cm] de desnivel generado por la gata, se aumenta la pendiente del canal en un 1% para alcanzar el 5% la gata debe ser capaz de levantar el canal una altura de 15 [cm]. De los datos de la Tabla 3.4 se obtiene que la gata es capaz de generar un delta de altura máximo de 25,5 [cm] al restar su altura máxima con su altura mínima, por lo tanto, la gata es capaz de alcanzar la altura máxima requerida por diseño. El caso de altura máxima se presenta en la Figura 3.18 en donde se genera un ángulo máximo de $\theta = 3^\circ < 8^\circ$ de pendiente, por lo tanto, se puede considerar en los cálculos hidráulicos $\cos \theta = 1$, y $d = y$ con un error inferior al 1% (Sotelo Ávila, 2002).

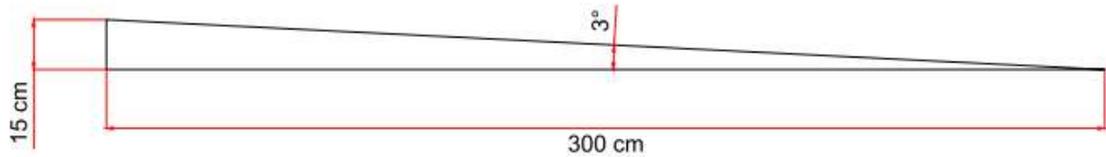


Figura 3.18. Esquema de la máxima pendiente permitida por diseño en el canal.

Como medida de seguridad, dado que la gata tipo tijera es capaz de elevar el canal por sobre el 5% de pendiente, lo cual se definió como el máximo permitido, se incorporó por diseño un tope en la gata que impida sobrepasar la máxima pendiente establecida.

Para la correcta medición de la pendiente se diseñó un sistema que consiste en una regla calibrada que demarca la variación en % de la pendiente presentada en la Figura 3.19 con una precisión de 0,05%, y una pieza móvil que marca sobre la regla el % de pendiente que se le da al canal, este sistema fue debidamente instalado y calibrado en el canal para que marque con precisión el valor de la pendiente de fondo del canal.

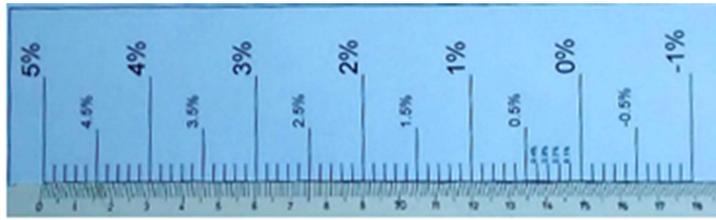


Figura 3.19. Regla calibrada para medir la pendiente del canal.

3.3.8. Diseño de estanques

3.3.8.1. Estanque de regulación

Se diseñó un estanque de regulación del flujo de entrada al canal, de forma rectangular con las siguientes dimensiones.

- Largo : 35 [cm]
- Ancho : 15 [cm]
- Altura : 50 [cm]

El diseño del estanque de regulación consideró usar acrílico de espesor $e = 10$ [mm] para su construcción. En la Figura 3.20 se presenta el plano del diseño del estanque de regulación con sus cotas principales.

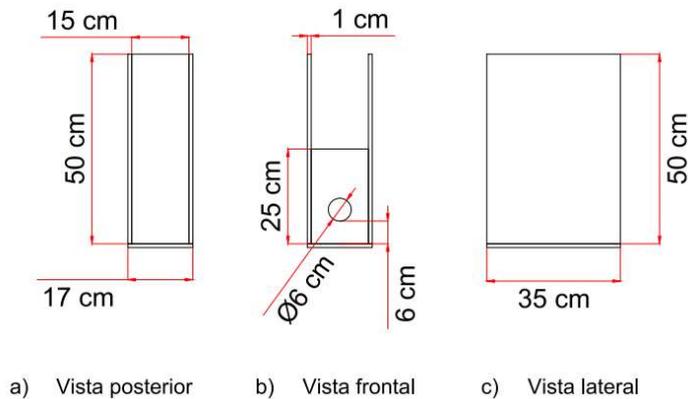


Figura 3.20. Plano de diseño estanque de regulación.

El estanque de regulación posee una capacidad de 25,5 [L]. Su función es recibir el agua elevada por la bomba y entregarla al canal en forma regulada, aplicando la agitación en el flujo producida por la impulsión. En su cara frontal como se ve en la Figura 3.20b el estanque presenta un sacado circular de 6 [cm] de diámetro, necesario para introducir una salida de estanque de 2". En el capítulo 5, la Figura 5.1 presenta el estanque de regulación construido de acuerdo al diseño presentado.

La unión entre el estanque de regulación y el canal se realiza usando cloroformo y se diseñó un refuerzo para la unión usando piezas de acrílico de espesor 5 [mm] adheridas con cloroformo de acuerdo a la ubicación presentada en el plano de la Figura 3.21 en el cual se detallan las cotas principales de la unión.

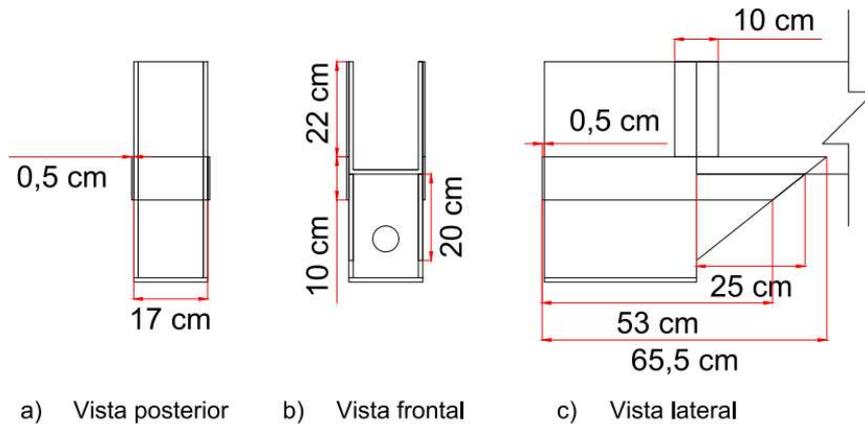


Figura 3.21. Plano de diseño de la unión entre el estanque de regulación y el canal.

En el capítulo 5, la Figura 5.5 presenta la construcción de la unión entre el estanque de regulación y el canal principal, construido de acuerdo al diseño presentado.

3.3.8.2. Estanque volumétrico

El diseño del estanque volumétrico consistió en un estanque de forma, tronco cónica, de las siguientes dimensiones:

- Altura : 75 [cm]
- Diámetro superior : 80 [cm]
- Diámetro inferior : 70 [cm]

El estanque tienen una capacidad de 250 [L], el material para su construcción fue fibra de vidrio y se compró a la empresa Aguacentro. Los planos de diseño del estanque se presentan en la Figura 3.22 con sus principales dimensiones.

El diseño del estanque contemplo una doble función dentro de la infraestructura del canal. La primera función es recibir el caudal de salida del canal. La segunda función es usar el estanque para calcular el caudal de salida del canal. Para poder calcular el caudal de salida, el estanque se diseñó con una franja transparente de 5 [cm] de ancho y de la misma altura del estanque a través de la cual es posible observar el nivel del agua acumulada dentro del estanque. Es posible asociar un cambio en el nivel de agua dentro del estanque a un volumen de agua, y si se mide el tiempo que demora en ocurrir la acumulación de este volumen es posible calcular el caudal que está saliendo por el canal.

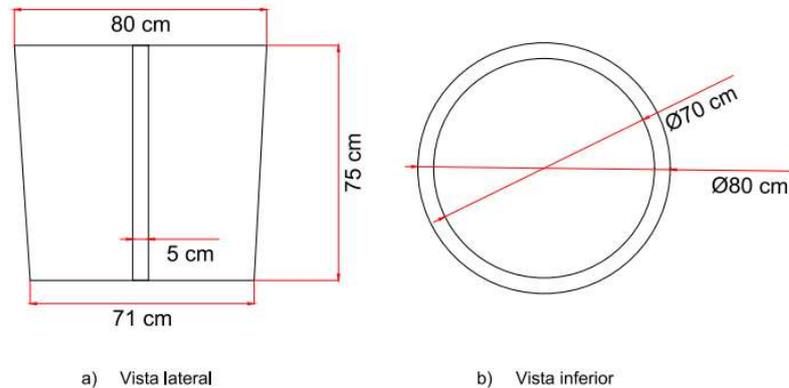


Figura 3.22. Plano estanque volumétrico.

En el capítulo 5, la Figura 5.14 presenta el estanque volumétrico construido de acuerdo al diseño presentado.

El diseño del estanque volumétrico contempló dos sacados para las conexiones con el estanque de almacenamiento. Un sacado circular de 11 [cm] de diámetro ubicado en el centro de la cara inferior del estanque para instalar una salida de estanque de 110 [mm] a 4" y un sacado de 6,5 [cm] de diámetro ubicado a una altura de 8 [cm] desde del fondo del estanque para instalar una salida de estanque de 63 [mm] a 2". Para acumular agua en el estanque volumétrico ambas conexiones se diseñaron incluyendo una válvula de bola en la conexión con la cual poder cerrar el paso del agua del estanque volumétrico al estanque de almacenamiento.

3.3.8.3. Estanque de almacenamiento

El diseño del estanque de almacenamiento consistió en un estanque de forma rectangular con las siguientes dimensiones:

- Largo : 150 [cm]
- Ancho : 100 [cm]
- Altura : 115 [cm]

El estanque de almacenamiento se diseñó para cumplir la función de recibir el agua vertida por la compuerta lateral, la rejilla de infiltración y el vertedero lateral del canal de manera óptima. El estanque tiene una capacidad de 1700 [L], esta capacidad es superior a la necesaria para almacenar toda el agua del sistema que considera, la capacidad total del estanque volumétrico, la capacidad total del estanque de regulación y la capacidad total del canal, más un volumen de seguridad que proteja a la bomba de sufrir daños por cavitación en caso de ocurrir algún accidente, ya que la vida útil del equipo puede verse disminuida en caso de ocurrir cavitación.

Para realizar mantención al equipo y cambiar el agua de manera periódica, el estanque requiere de un desagüe que permita evacuar toda el agua del sistema, para esto se diseñó con una válvula

de salida ubicada cerca del fondo del estanque, que se podrá conectar a una bomba, y así bombear el agua del estanque de almacenamiento.

El estanque de almacenamiento tiene tres sacados. Dos de ellos son para conectarlo con el estanque volumétrico, mediante a una salida de estanque de 2" y otra de 4". El tercer sacado es para instalar una salida de estanque de 2" que va conectada a la bomba recirculadora.

3.3.8.4. Esquema del funcionamiento de los estanques

En la Figura 3.23 se presenta un diagrama que explica el proceso de recirculación del agua en el sistema, la ubicación de cada uno de los estanques diseñados y el caudal que reciben.

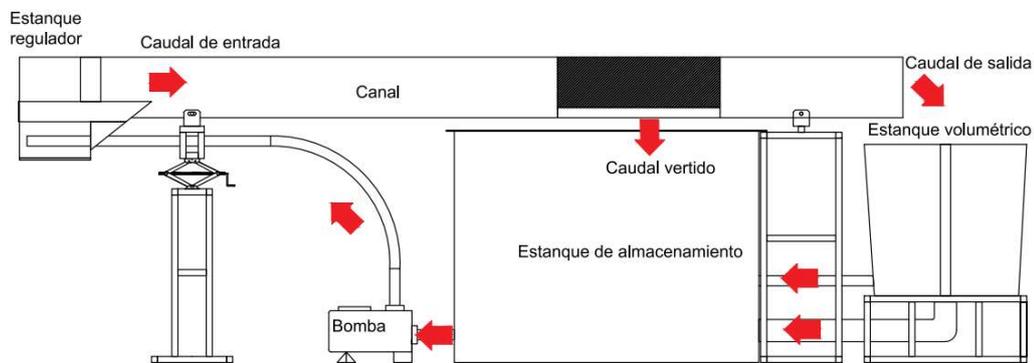


Figura 3.23. Diagrama de recirculación del agua en el equipo.

3.3.9. Diseño de tuberías

Se diseñó las conexiones que permiten que el flujo de agua circule de manera continua por el sistema. Se consideraron dos tramos a unir, el primero desde el estanque de almacenamiento hasta el estanque regulador, en este tramo se ubicó la bomba de recirculación y el caudalímetro. El segundo tramo es desde el estanque volumétrico hasta el estanque de almacenamiento y como se detalló en la sección 3.3.8.2, para la unión entre estos estanques se consideró dos conexiones, una con una tubería de 63 [mm] y la otra con una tubería de 110 [mm].

Para el diseño de la conexión entre el estanque de almacenamiento y la bomba, se requirió de las siguientes piezas:

- 1 Salida de estanque 63 [mm] a 2".
- 1 Codo 90° 63 [mm].
- 1 Terminal HI 2" a 63 [mm].
- Tubería de 63 [mm].
- 1 Unión americana de 63 [mm].
- 1 Terminal HE 2" a 63 [mm].

Se consideró un codo de 90° instalado por dentro del estanque de almacenamiento en dirección a la base del estanque como medida de seguridad para la bomba, de tal forma que la succión de la bomba sea desde el menor nivel de agua posible.

La unión americana permite separar la bomba del sistema de circulación en caso de requerir realizar alguna mantención o reparación en el equipo.

Para el diseño de la conexión entre la bomba y el caudalímetro se requirió de las siguientes piezas:

- 1 Válvula de compuerta de 2”.
- 1 Terminal espiga HE de 2”.
- Manguera flexible de 2”.
- 2 Abrazaderas.
- 1 Terminal espiga HI de 2”.
- 1 Copla HE de 2”.
- 2 Terminal HI de 2” a 63 [mm].
- Tubería de 63 [mm].

Se consideró una válvula de compuerta con la cual poder variar el caudal de entrada al canal, esto con el fin de medir y observar el comportamiento hidráulico en el canal con diferentes valores de caudal de entrada.

La manguera le da flexibilidad y movilidad a la unión, la cual es necesaria al elevar y bajar el canal mediante la gata para variar su pendiente de fondo.

Para el diseño de la conexión entre el caudalímetro y el estanque de regulación se requirió de las siguientes piezas:

- 1 Copla HI de 2”.
- 1 Salida de estanque de 2” a 63 [mm].
- Tubería de 63 [mm].

Para el diseño de la conexión entre el estanque volumétrico y el estanque de almacenamiento se requirió de las siguientes piezas:

- 2 Salidas de estanque de 4” a 110 [mm].
- 1 Codo 90° de 110 [mm].
- Tubería de 110 [mm].
- 1 Válvula de bola PVC de 110 [mm] a cementar.
- 1 Niple HE de 1 1/4”.
- 1 Buching HE 2” – HI 1 1/4”.
- 1 Niple HE de 2”.
- 1 Terminal HI de 2” a 63 [mm].
- Tubería de 63 [mm].
- 1 Válvula de bola PVC de 63 [mm] a cementar.
- 1 Salida de estanque de 2” a 63 [mm].

Finalmente para el diseño del desagüe del estanque de almacenamiento, necesario para vaciar el estanque, se requirió de las siguientes piezas:

- 1 Codo 90° de 25 [mm].
- 1 Salida de estanque de 3/4" a 25 [mm].
- Tubería de 25 [mm].
- 1 Niple HE de 3/4".

Para la unión entre piezas de PVC a cementar se consideró el uso de Vinilit, mientras que para unir piezas con hilo se consideró el uso de teflón para evitar filtraciones en este tipo de uniones.

En el capítulo 5, la Figura 5.17 presenta la construcción de la unión entre el estanque de almacenamiento y el estanque de regulación y la Figura 5.18, presenta la construcción de la unión entre el estanque volumétrico y el estanque de almacenamiento de acuerdo a los diseños de las uniones descritos en esta sección.

3.3.10. Cálculos hidráulicos

3.3.10.1. Estimación del ancho del canal

Para estimar un ancho apropiado para el canal, se usaron como referencia los canales existentes en el laboratorio. Usando sus anchos y su capacidad máxima de transporte de caudal se obtuvo una relación lineal, a partir de la cual se estimó un ancho del canal considerando el caudal máximo de diseño del equipo de 10 [L/s].

Los datos de ancho y caudal máximo de los canales del laboratorio son los siguientes:

Tabla 3.5. Datos de ancho y caudal máximo de los canales del Laboratorio

Canal	Ancho [cm]	Caudal máximo [l/s]
S8MKII	8	1
S6MKII	30	27

Se graficaron los datos de la tabla y se obtuvo una relación lineal entre ellos presentada en la siguiente figura:

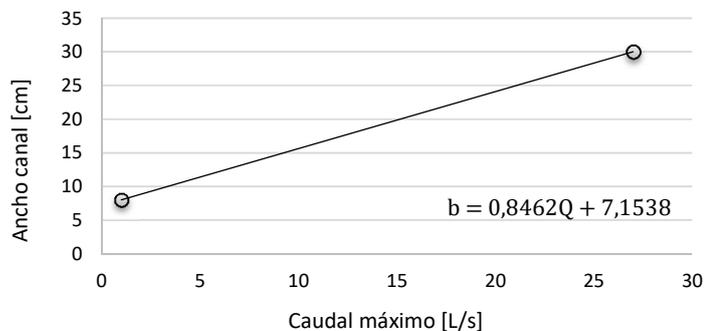


Figura 3.24. Grafico Ancho vs caudal máximo de los canales del Laboratorio.

Reemplazando el valor del caudal máximo de diseño del canal igual a 10 [L/s] en la ecuación presentada en la Figura 3.24, resulta un valor de ancho de 15,6 [cm], por lo tanto, se definió un ancho de 15 [cm] para el diseño del canal.

3.3.10.2. Diseño del borde libre

El borde libre corresponde a la distancia vertical que existe entre la parte superior del canal y la superficie del agua en la condición de diseño, la cual debe ser suficiente para evitar que el canal rebalse producto de las ondulaciones o fluctuaciones existentes en la superficie del agua.

No existe una regla universal adoptada para el cálculo del borde libre debido a que las fluctuaciones existentes en la superficie del agua pueden ser creadas por muchas causas incontrolables (Chow, 1994).

Es común en el diseño que el borde libre varíe entre menos del 30% y más del 5% de la profundidad máxima del flujo (Chow, 1994).

Considerando que las velocidades existentes en el canal para alturas cercanas a la altura máxima del canal son menores a 0,27 [m/s], que la inclinación del canal no supere el 5% de pendiente, y que el régimen del canal para alturas cercanas a la máxima sea de río, es decir, un régimen tranquilo y de pocas fluctuaciones superficiales, se diseña el borde libre considerando que corresponda a un 10% de la altura máxima del canal siendo esto a juicio propio conservador, por lo tanto este borde libre debiese impedir el rebalse del agua al funcionar el canal en su máxima capacidad de altura incluso ante la perturbación del flujo producida por algún agente externo al flujo al realizar las experiencias del laboratorio.

Por lo tanto el borde libre del canal corresponde a

$$100\% \rightarrow H_T = 25[cm]$$

$$10\% \rightarrow y_{BL} = 2,5 [cm]$$

Por lo tanto la altura de escurrimiento máxima permitida en el canal es:

$$y_{m\acute{a}x} = 22,5 [cm]$$

El plano de diseño del borde libre del canal es presentado en la Figura 3.25.

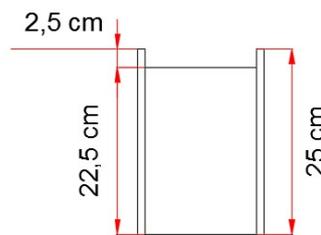


Figura 3.25. Plano de diseño del borde libre del canal.

3.3.10.3. Determinación de características del flujo

Para conocer los tipos de escurrimiento presentes en el canal de acuerdo a los rangos definidos por diseño para las variables hidráulicas, se construye el gráfico de energía específica del canal, presentado en la Figura 3.26, en donde se presenta la familia de curvas de energía específica del canal. La curva de energía específica corresponde al lugar geométrico de todas las combinaciones de altura de energía específica E y altura de escurrimiento y posibles para un canal de geometría definida y caudal conocido.

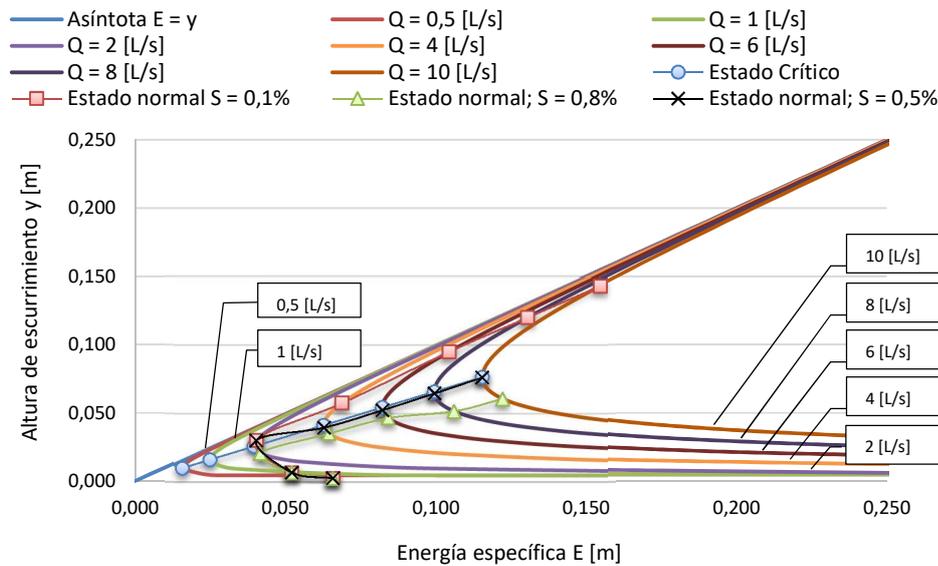


Figura 3.26. Familia de curvas de energía específica del canal.

De los resultados presentados en la Figura 3.26, se tiene que para caudales menores a 2 [L/s], el escurrimiento del canal es supercrítico para cualquier valor de pendiente en el canal, ya que el valor de las alturas para los estados normales presentados, son menores que las alturas del correspondiente estado crítico. Para valores de caudal mayores a 2 [L/s], el estado normal considerando una pendiente de 0,5% cuya curva tiene el signo x en la Figura 3.26, da como resultado alturas normales muy cercanas a las alturas críticas, por lo tanto el valor de pendiente de 0,5% es un valor cercano a la pendiente crítica del canal. Para valores de pendiente menores a 0,5% aproximadamente, como el caso de la curva de alturas normales con pendiente 0,1%, se obtienen resultados de escurrimientos subcríticos, donde la altura normal es mayor a la altura crítica, y para valores de pendiente mayores a 0,5% se tienen escurrimientos supercríticos donde la altura normal es menor a la altura crítica. Para valores de pendiente mayores a 0,5% no se tienen escurrimientos subcríticos y las alturas de escurrimiento son menores a 7,7 [cm], que corresponde al valor de la altura crítica del canal considerando el caudal máximo de 10 [L/s]. Este análisis no considera la influencia que existirá en el escurrimiento debido a la extracción de caudal por parte de las obras de derivación. Para el caso de los escurrimientos subcríticos, la desviación de caudal influenciaría el escurrimiento hacia aguas arriba, generando escurrimientos posiblemente supercríticos en los vertederos. A partir de este análisis

de escurrimientos en el canal, se concluye la necesidad de construir un vertedero frontal con el cual influenciar mayores alturas de escurrimiento y obtener así un flujo subcrítico para el rango de caudales y el rango de pendientes de operación del canal y para poder construir vertederos laterales con alturas de pared mayores a 8 [cm] que puedan ser usados en el canal.

3.3.11. Diseño de la estructura de soporte

El diseño de la estructura de soporte del canal se realizó en acero estructural soldable y consideró un tipo de perfil tubular cuadrado de 30 x 30 [mm] con 3 [mm] de espesor.

El diseño de las estructuras metálicas, se realizó en conjunto con el Profesor e Ingeniero Civil Mecánico Jaime Núñez, del Departamento de Ingeniería Civil Mecánica de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Se diseñó un total de cuatro estructuras metálicas, tres de ellas para soportar el canal y una para elevar el estanque volumétrico.

En la Figura 3.27 se identifican de manera general las estructuras metálicas que se diseñaron para el canal, cuyo diseño se detalla en los párrafos siguientes.

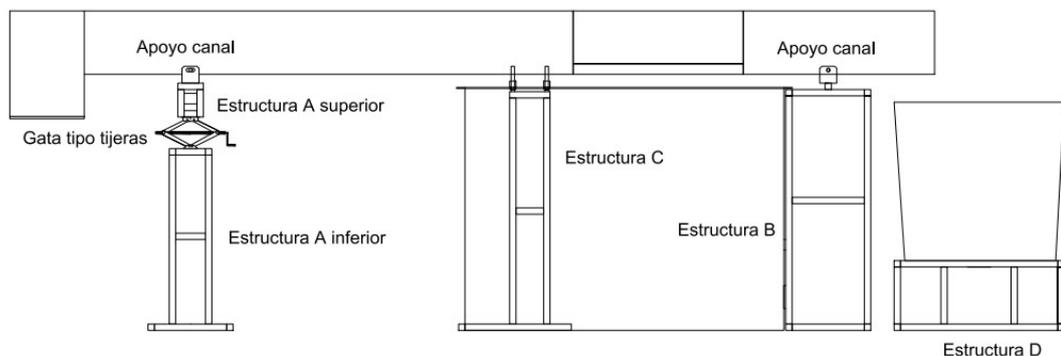


Figura 3.27. Estructuras metálicas del canal.

Para variar la pendiente del canal, la estructura A se diseñó considerando usar una gata tipo tijera con la cual poder variar la altura de la estructura. El diseño consistió en dos piezas construidas con perfiles metálicos, la estructura A superior cuyo plano de diseño se presenta en la Figura 3.28, y la estructura A inferior cuyo plano de diseño se presenta en la Figura 3.29. Entre la estructura A superior y la estructura A inferior, se ubica la gata tipo tijera que une ambas estructuras y conforman en total la estructura A.

La Figura 3.30 corresponde al plano de diseño de la estructura B. La estructura B se diseñó como una estructura de soporte del canal de altura fija, de esta forma este apoyo actúa como un punto pivote del canal al variar la altura de la estructura A.

Al aumentar la altura de la estructura A y permanecer a la misma altura la estructura B el canal aumenta su inclinación, es decir, aumenta la pendiente de fondo del canal.

La Figura 3.31 corresponde al plano de diseño de los apoyos tipo pasador para el canal. Estos apoyos se ubican sobre la estructura A superior y sobre la estructura B, el material para su diseño fue fierro negro de espesor 5 [mm], unidos mediante soldadura a las estructuras y con perforaciones a través de las cuales poder pasar dos pernos que sostengas el canal y lo mantengan unido a los apoyos.

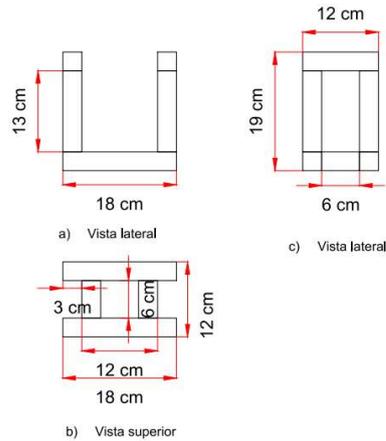


Figura 3.28. Plano de diseño estructura A parte superior.

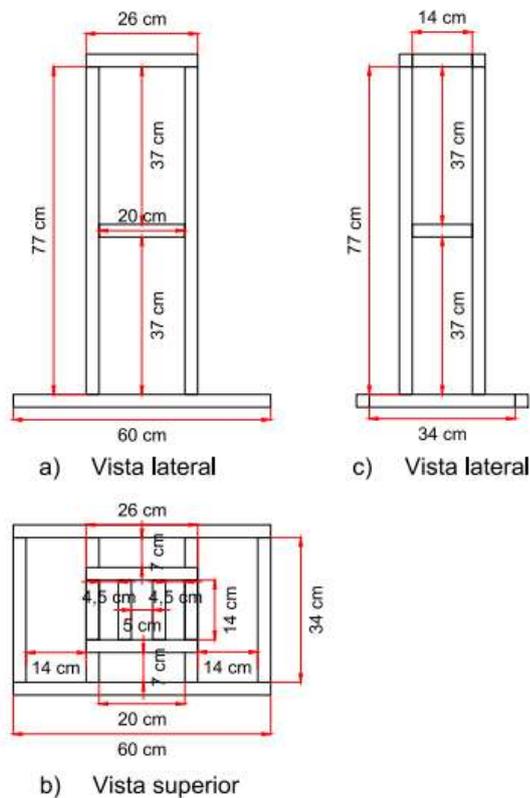


Figura 3.29. Plano de diseño estructura A parte inferior.

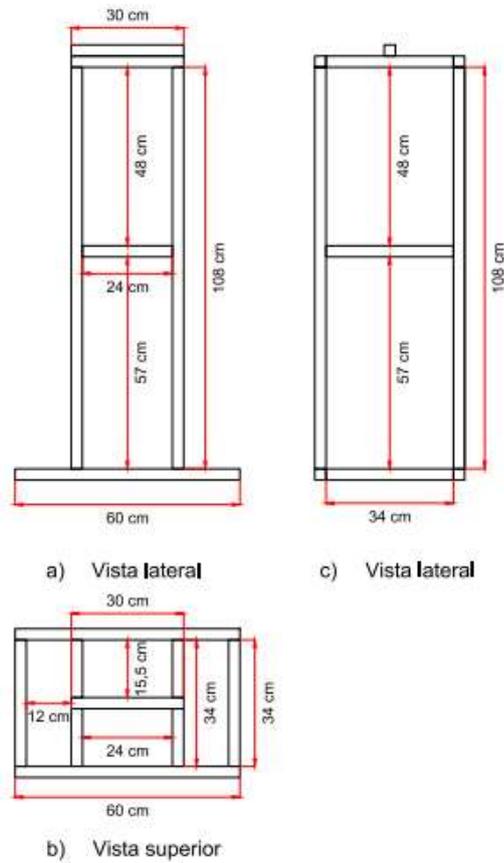


Figura 3.30. Plano de diseño estructura B.

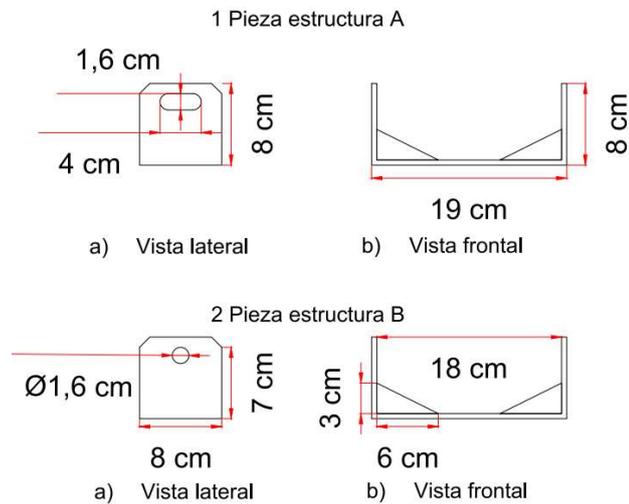


Figura 3.31. Planos de diseño de las piezas de apoyo entre el canal y las estructuras metálicas de soporte.

Los apoyos de la Figura 3.31 se diferencian solo en el diseño del sacado para pasar los pernos que sostienen el canal. El apoyo de la estructura A requirió un sacado de 4 [cm] de largo, esta

longitud permite el desplazamiento relativo del perno al subir o bajar el apoyo, al variar la pendiente del canal mientras que el apoyo B solo requirió de un agujero de 1,6 [cm] de diámetro.

En la Figura 3.32 se presentan las cotas de ubicación de los apoyos tipo pasador y de la gata en las estructuras A y B respectivamente.

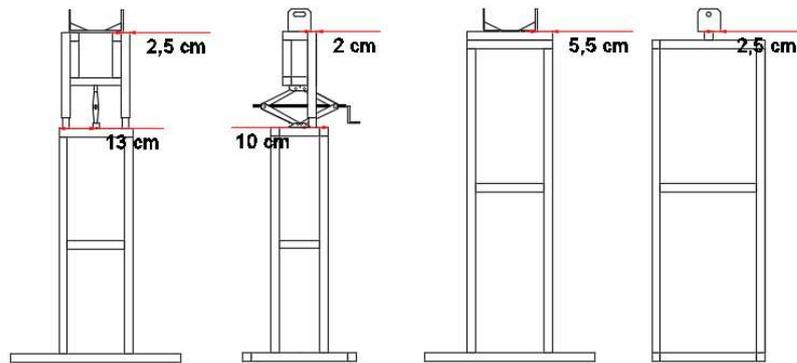


Figura 3.32. Posición de los apoyos del canal tipo pasador y de la gata tipo tijera respecto a su respectiva estructura metálica.

Debido a que la gata es muy esbelta en la dirección longitudinal al canal, se diseñó dos soportes que entreguen rigidez y estabilidad a la zona de unión de la estructura A, en la dirección transversal al canal. Los soportes están constituidos cada uno por un perfil metálico de 30 x 30 [mm] y de 30 [cm] de largo, y dos tubo de 27 [mm] de diámetro y 15 [cm] de largo aproximadamente, que puede introducirse dentro del perfil metálico. Los perfiles van soldados, uno a cada lado de la estructura A superior mientras que los tubos van soldados a la misma base que la gata y pasan por el interior de los perfiles, de esta manera se diseñó un apoyo que entrega la estabilidad necesaria a la estructura en el eje transversal al canal y permite el movimiento vertical de la estructura al deslizar los tubos por el interior de los perfiles.

La Figura 3.33 corresponde al plano de diseño de la estructura C. La estructura C se diseñó para ser un apoyo regulable que contrarreste la torsión que produce el peso del canal secundario sobre el canal principal, de modo que este apoyo va ubicado justo debajo del canal secundario. El sistema que se diseñó para regular la altura de la estructura C a la altura del canal al cambiar la pendiente de este, fue por medio de dos barras perforadas en sus extremos, por cada perforación va introducida una barra con hilo las cuales se sujetan a la estructura C mediante cuatro tuercas fijas y mediante cuatro tuercas móviles se regula la altura de las dos barras perforadas, sobre las que se apoya el canal secundario. Las perforaciones de la estructura C son de 16 [mm] de diámetro, de tal forma que se pueda pasar una barra con hilo de 5/8" por los agujeros.

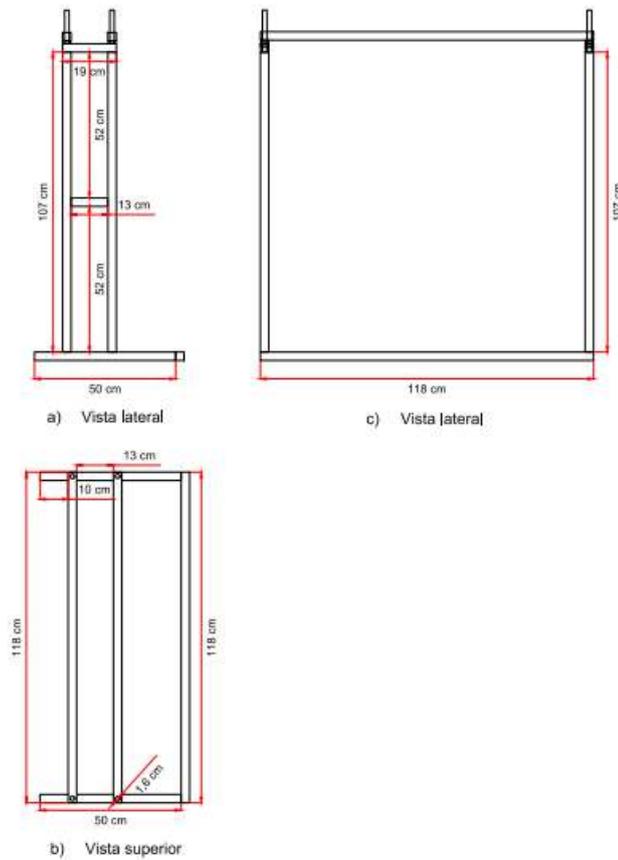


Figura 3.33. Planos de diseño estructura C.

La Figura 3.34 corresponde al plano de diseño de la estructura D. La estructura D es una plataforma ubicada bajo el estanque volumétrico y cuya función es dar al estanque una mayor altura, de tal forma de asegurar que el caudal de salida del canal caiga siempre dentro del estanque volumétrico.

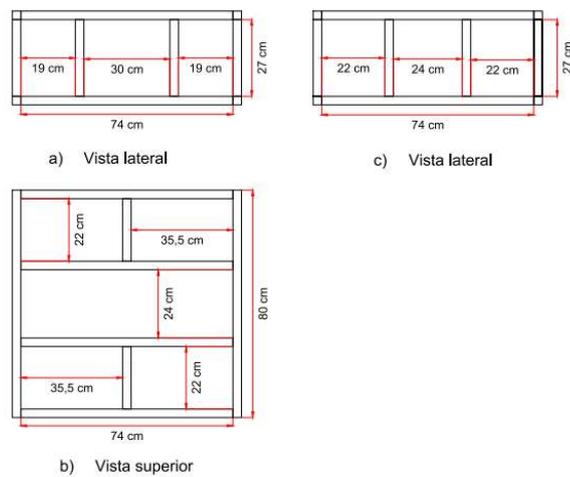


Figura 3.34. Plano de diseño estructura D.

3.3.12. Modelo 3D del equipo

La etapa de diseño incluyó realizar un modelo 3D del equipo completo en SketchUp Maker, programa de Google de licencia libre. El modelo 3D permitió tener una mejor claridad respecto al diseño, las dimensiones, los espacios y la distribución de la infraestructura del equipo. La Figura 3.35 a la Figura 3.38 corresponden a diferentes vistas del modelo 3D desarrollado.

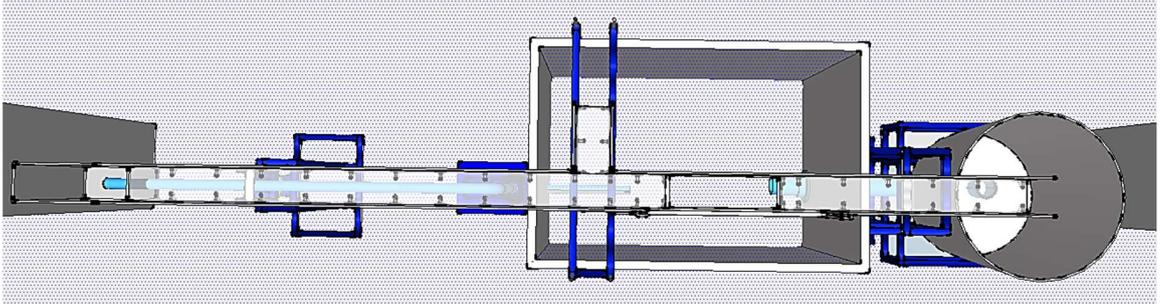


Figura 3.35. Vista superior del Modelo 3D del equipo.

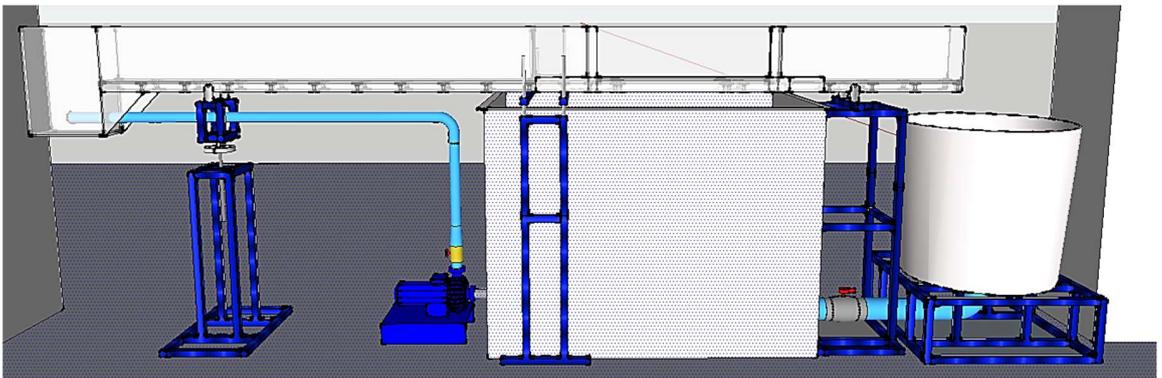


Figura 3.36. Vista lateral del Modelo 3D del equipo, lado donde se ubica el vertedero lateral.

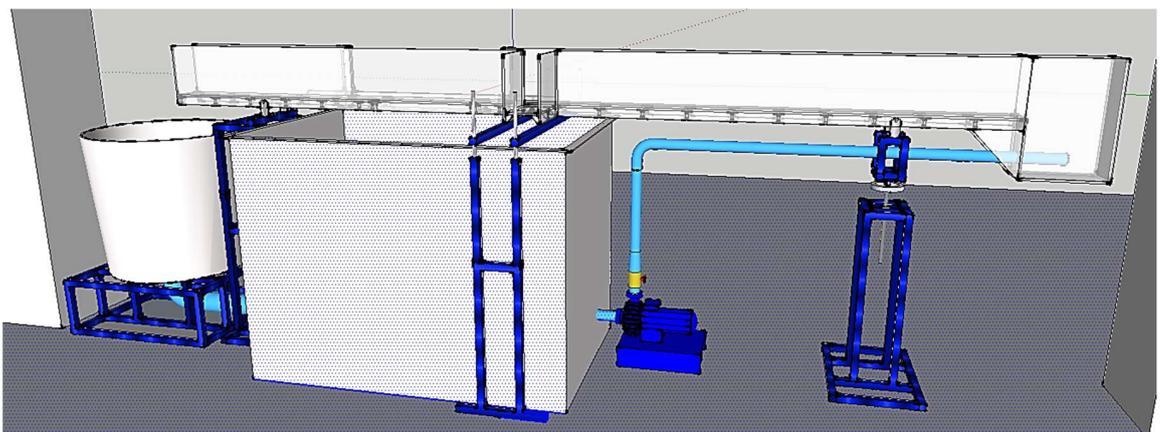


Figura 3.37. Vista lateral del Modelo 3D del equipo, lado donde se ubica la compuerta lateral.

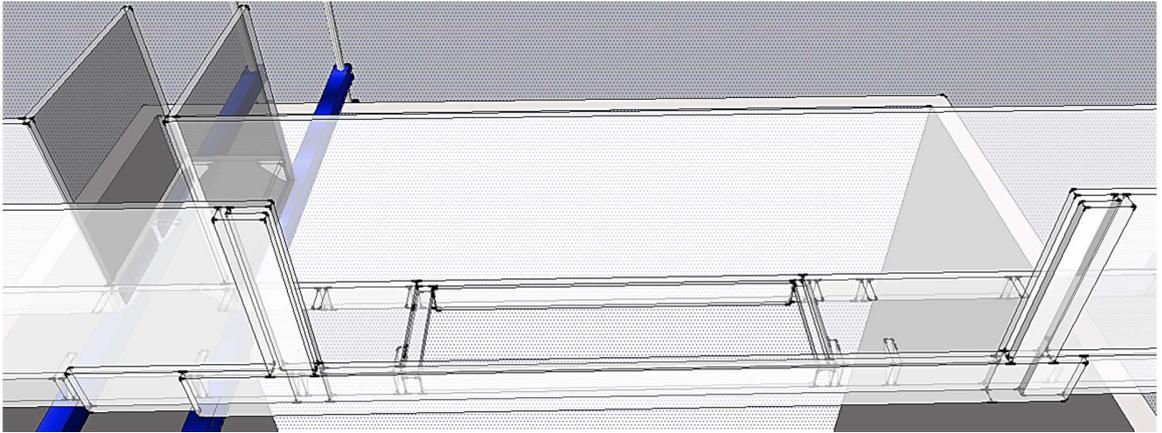


Figura 3.38. Modelo 3D del equipo vista en detalle de la sección del vertedero lateral en el canal.

CAPÍTULO 4

4. PRESUPUESTO DEL EQUIPO

Para asegurar la factibilidad económica del proyecto se estimó un presupuesto en la etapa de preinversión del proyecto que abarcó los requerimientos principales para el funcionamiento del equipo, considerando que el financiamiento máximo otorgado fue de \$4.000.000 de pesos para el proyecto. En la Tabla 4.1 se presenta un resumen del presupuesto estimado. Para conocer el detalle de este presupuesto ver la Tabla B – 1 del anexo B.

Tabla 4.1. Tabla resumen del presupuesto estimado en la etapa de preinversión del proyecto.

Actividad	Precio
Acrílico	\$ 720.518
Bomba recirculadora	\$ 270.100
Caudalímetro	\$ 550.000
Estanques	\$ 340.000
Herramientas	\$ 45.944
Plomería	\$ 80.747
Estructura metálica	\$ 48.483
Cambio de pendiente	\$ 4.613
Subtotal	\$ 2.060.406
IVA	\$ 391.477
Total	\$ 2.451.883

El valor estimado en la etapa de preinversión subestimó el valor real del proyecto. La Tabla 4.2 resume los gastos reales del proyecto. La diferencia entre los totales radicó principalmente en las actividades llamadas estanques, acrílico, plomería y estructura metálica, esto se debió a que no se consideró la mano de obra externa que se requirió para soldar las estructuras metálicas y el trabajo de mecanizado de las piezas del vertedero lateral para evitar filtraciones, además de los cambios realizados al diseño en la etapa de desarrollo del proyecto, entre los que se tienen el redimensionamiento del estanque de almacenamiento, el rediseño de la tubería que une los estanques de almacenamiento y volumétrico y el aumento en la cantidad de perfiles de acero requeridos para las estructuras metálicas. Para conocer el detalle del presupuesto final del proyecto ver la Tabla B – 2 del anexo B.

Tabla 4.2. Tabla resumen del presupuesto real del proyecto.

Actividad	Precio
Acrílico	\$ 956.023
Bomba recirculadora	\$ 229.585
Caudalímetro	\$ 550.000
Estanques	\$ 639.730
Herramientas	\$ 36.248
plomería	\$ 297.066
Estructura metálica	\$ 276.085
Cambio de pendiente	\$ 15.988
Instalación eléctrica	\$ 22.839
Otros	\$ 46.383
Subtotal	\$ 3.069.947
Descuento (P.A.)	\$ 82.703
Subtotal	\$ 2.987.244
IVA	\$ 567.576
Total	\$ 3.554.820

El gráfico de la Figura 4.1 presenta la distribución porcentual de los gastos del proyecto, donde más del 70% del total de los gastos corresponde al costo del acrílico, los estanques y el caudalímetro, siendo el acrílico el mayor gasto del proyecto con un 32%.

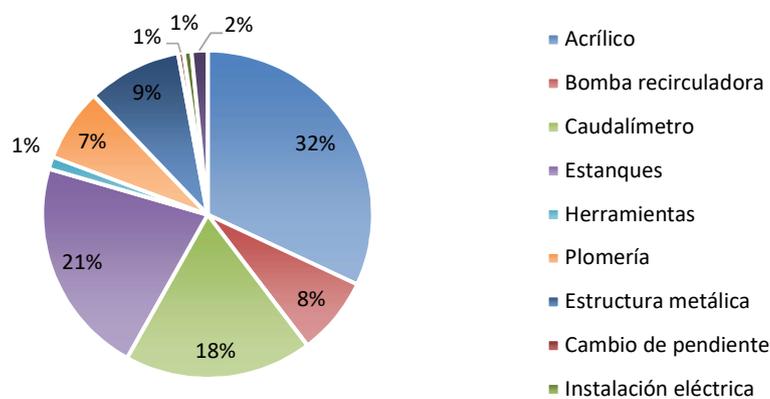


Figura 4.1. Distribución porcentual de los gastos en las distintas actividades del proyecto.

CAPÍTULO 5

5. CONSTRUCCIÓN DEL EQUIPO

5.1. Proceso constructivo

Un proceso constructivo se basa en seguir una secuencia ordenada de acciones que en conjunto permiten lograr un objetivo. En este capítulo se especifica de forma detallada la secuencia de acciones del proceso constructivo del canal con vertedero lateral, así como sus componentes.

5.2. Acrílico

El canal principal, el estanque de regulación, el canal secundario y las piezas para el vertedero se construyeron con acrílico. El material requerido es dimensionado de acuerdo al diseño y solicitado a la empresa Norglas, quienes entregaron cada pieza del diseño dimensionada para armar y pegar las partes de acrílico del equipo.

Para pegar las piezas de acrílico fue necesario tener siempre en cuenta las siguientes consideraciones:

- Seleccionar una superficie apta y segura para trabajar.
- Lijar cantos o áreas a pegar asegurando una superficie libre de imperfecciones con una lija fina.
- Cuidar no redondear los bordes al lijar, ubicar la pieza en una superficie plana.
- Limpiar los cantos o áreas a pegar, asegurándose que estén libres de suciedad, de esto depende la calidad de la unión.
- Ubicar las piezas a pegar unidas, verificando la correcta posición y perpendicularidad entre ellas usando una escuadra.
- Aplicar el cloroformo de forma medida y cuidando que este solo entre en contacto con el canto o área de acrílico a pegar, ya que puede manchar y/o dañar el material, deslizar la punta del aplicador de un extremo al otro del borde a pegar verificando que el cloroformo escurra por toda la zona.
- Presionar y mantener unida las piezas por unos minutos mientras el adhesivo las une.
- Dejar las piezas unidas durante 24 a 48 horas para que actúe el adhesivo, antes de usarlas.

5.2.1. Canal secundario

La primera sección que fue armada, fue el canal secundario por ser la más simple, se compone de tres piezas de acrílico principales, el fondo y las paredes del canal. El procedimiento de armado fue, unir primero una pared con el fondo y luego la segunda pared con el fondo.

5.2.2. Estanque de regulación

El estanque de regulación es la segunda sección que fue construida, su diseño se presenta en la Figura 3.20, consta de cinco piezas, las cuatro paredes y el fondo del estanque. Antes de pegar las piezas fue necesario perforar un agujero en una de ellas, por el cual poder colocar una salida de estanque de 2", este trabajo se realizó utilizando un taladro y una sierra copa de 2". Posterior a eso se pegaron las paredes una por una con el fondo del estanque y entre ellas. La Figura 5.1 presenta el sacado realizado al estanque, el proceso de pegado del estanque y la salida de estanque de 2" instalada en el mismo.



Figura 5.1. Construcción estanque de regulación.

5.2.3. Canal principal

Antes de realizar el pegado del canal se realizaron las perforaciones requeridas para los apoyos de tipo pasadores necesarios para unir el canal con su estructura de soporte. Fueron cuatro perforaciones de 16 [mm] de diámetro cada una cuyo diseño y ubicación se presentan en la Figura 3.8. Las perforaciones se realizaron usando un taladro y una broca ancha de madera de 16 [mm]. La Figura 5.2 presenta las 4 perforaciones que se hicieron.



Figura 5.2. Perforaciones para la unión entre el canal y la estructura de soporte.

Debido a la mayor longitud de las piezas del canal principal, fue necesario realizar el proceso de pegado por etapas. En la primera etapa se unieron las paredes del canal al fondo del canal considerando dos secciones, la primera compuesta por las paredes y el fondo del canal antes de la compuerta lateral, la rejilla de infiltración y el vertedero lateral y la segunda por las paredes y el fondo del canal después de los sacados. Cada sección del canal fue pegada verificando la perpendicularidad entre las piezas mediante escuadras como se ve en la Figura 5.3.



Figura 5.3. Pegado de secciones del canal principal.

Luego de tener las dos secciones del canal principal armadas, se procedió a unir las secciones con el canal secundario y con las piezas de refuerzo de la zona del vertedero lateral, cuyo diseño se detalla en el capítulo 3 la Figura 3.9, quedando así el canal principal unido por completo como se presenta en la Figura 5.4. Para evitar filtraciones en las uniones, se aplicó silicona para sellar todas las uniones del canal.

Para asegurar la perpendicularidad entre las paredes y el fondo del canal y dar rigidez a la estructura se pegaron pequeños triángulos isósceles de acrílico de 4 [cm] de lado a la estructura distanciados cada aproximadamente 30 [cm] en la longitud del canal. También en la zona donde se instala la pieza del vertedero lateral se pegaron las abrazaderas diseñadas para colocar los topes del vertedero lateral.

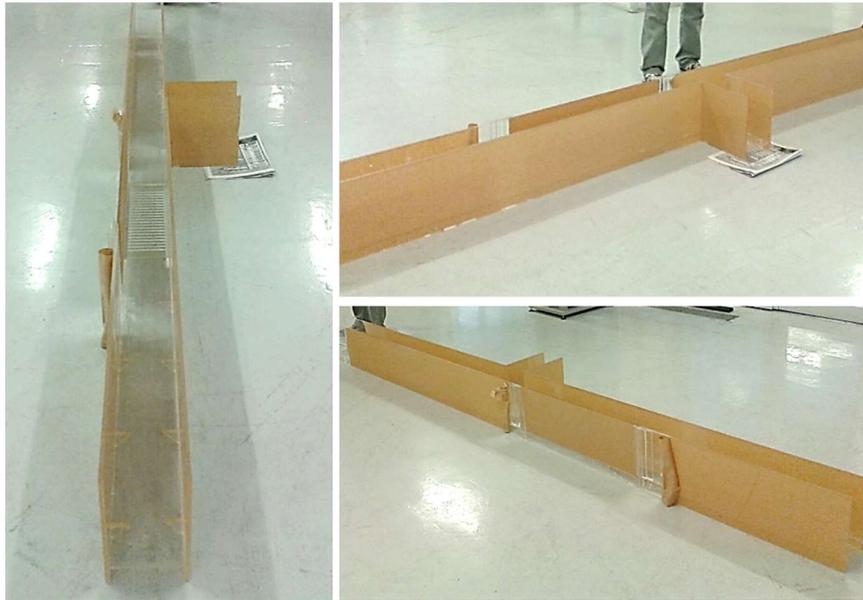


Figura 5.4. Construcción canal principal.

5.2.4. Unión del estanque regulador con el canal principal

Con el canal completamente unido se procedió a unir el estanque regulador con el canal, de acuerdo al diseño presentado en la Figura 3.21. Para pegar áreas de acrílico, se vertió cloroformo en una de las caras a unir de tal forma que abarcara toda el área lo mejor posible, antes de que el pegamento seicara se ubicó la otra pieza encima y se aplicó presión sobre toda el área a pegar durante unos cinco minutos. La Figura 5.5 presenta el estanque regulador unido al canal principal. Para evitar filtraciones por las uniones, se aplicó silicona en ellas para sellarlas.



Figura 5.5. Estanque regulador unido al canal principal.

5.2.5. Unión vertedero frontal al canal principal

Para poder influenciar la altura del escurrimiento en el canal, se instaló al final del canal un vertedero frontal móvil, capaz de variar su altura, de acuerdo al diseño presentado en la Figura 3.12. La Figura 5.6 presenta el vertedero frontal instalado en el canal y funcionando.



Figura 5.6. Vertedero frontal del canal instalado y funcionando.

Se pegó a los costados del canal, dos piezas de acrílico a las cuales se fijó el vertedero frontal por medio del uso de ocho tuercas, las cuales se pueden desplazar por las ranuras de las piezas de tal forma de fijar el vertedero a diferentes alturas. Para evitar las filtraciones se pegó una goma impermeable (negra) por todo el perímetro de la sección transversal del canal, la cual es presionada al apretar las tuercas y evita que el agua se filtre por entremedio del vertedero frontal y el canal al ser usado.

5.2.6. Construcción de vertederos laterales

Cada vertedero lateral se construyó a partir de una pieza de acrílico de 80 x 25 [cm]. Para acondicionar cada pieza respecto al diseño contra filtraciones detallado en la Figura 3.11 y realizar el sacado del vertedero propiamente tal, se solicitó los servicios profesionales del Departamento de Ingeniería Civil Mecánica de la Universidad. Con una máquina fresadora se mecanizó cada una de las 14 piezas de acuerdo al diseño presentado en la Figura 3.13. La Figura 5.7 muestra una de las piezas siendo mecanizada en la fresadora.

Posterior al mecanizado de cada vertedero, se adhirió a cada pieza una goma impermeable para evitar las filtraciones por las uniones del canal y la pieza del vertedero lateral. La Figura 5.8 presenta una de las piezas construidas para el vertedero lateral ya terminada e instalada en el canal.



Figura 5.7. Mecanizado de las piezas para el vertedero lateral.



Figura 5.8. Pieza de vertedero lateral terminada e instalada en el canal.

5.3. Estructura metálica

La estructura metálica se construyó usando un perfil tubular cuadrado de acero estructural de 30 x 30 [mm] de sección y 3 [mm] de espesor. El perfil comercial tiene un largo de 6 [m], por lo tanto se necesitó de ocho perfiles para cortar las piezas de acuerdo al diseño de cada estructura presentado en la Figura 3.28, Figura 3.29, Figura 3.30, Figura 3.33 y Figura 3.34. Este trabajo se realizó en el taller de Metalmecánica del Departamento de Ingeniería Civil Mecánica y se usó una sierra eléctrica especial para este tipo de trabajo. En total se necesitó cortar 84 piezas para las cinco estructuras. Luego de cortar una pieza, esta era lijada de tal forma de eliminar las imperfecciones que podrían producir problemas para soldar la estructura. La Figura 5.9 presenta imágenes del proceso constructivo descrito anteriormente.

Los soportes en fierro negro para los apoyos tipo pasadores del canal se mandaron a fabricar a un profesional externo. La Figura 5.10 presenta los soportes terminados.

El trabajo de soldar las estructuras metálicas fue contratado a un profesional externo recomendado por el departamento de Mecánica. La Figura 5.11 presenta las cinco estructuras soldadas, y los apoyos tipo pasadores soldados a su respectiva estructura de acuerdo al diseño presentado en la Figura 3.32.

Además se soldó la gata tipo tijeras y sus soportes a la estructura A de acuerdo al diseño de la Figura 3.32. La Figura 5.12 presenta la estructura A con la gata y los soportes soldados.

Finalmente una vez soldadas todas las estructuras fueron pintadas con una capa de pintura anticorrosiva negra y dos capas de pintura de esmalte sintético azul. La Figura 5.13 presenta las estructuras pintadas.

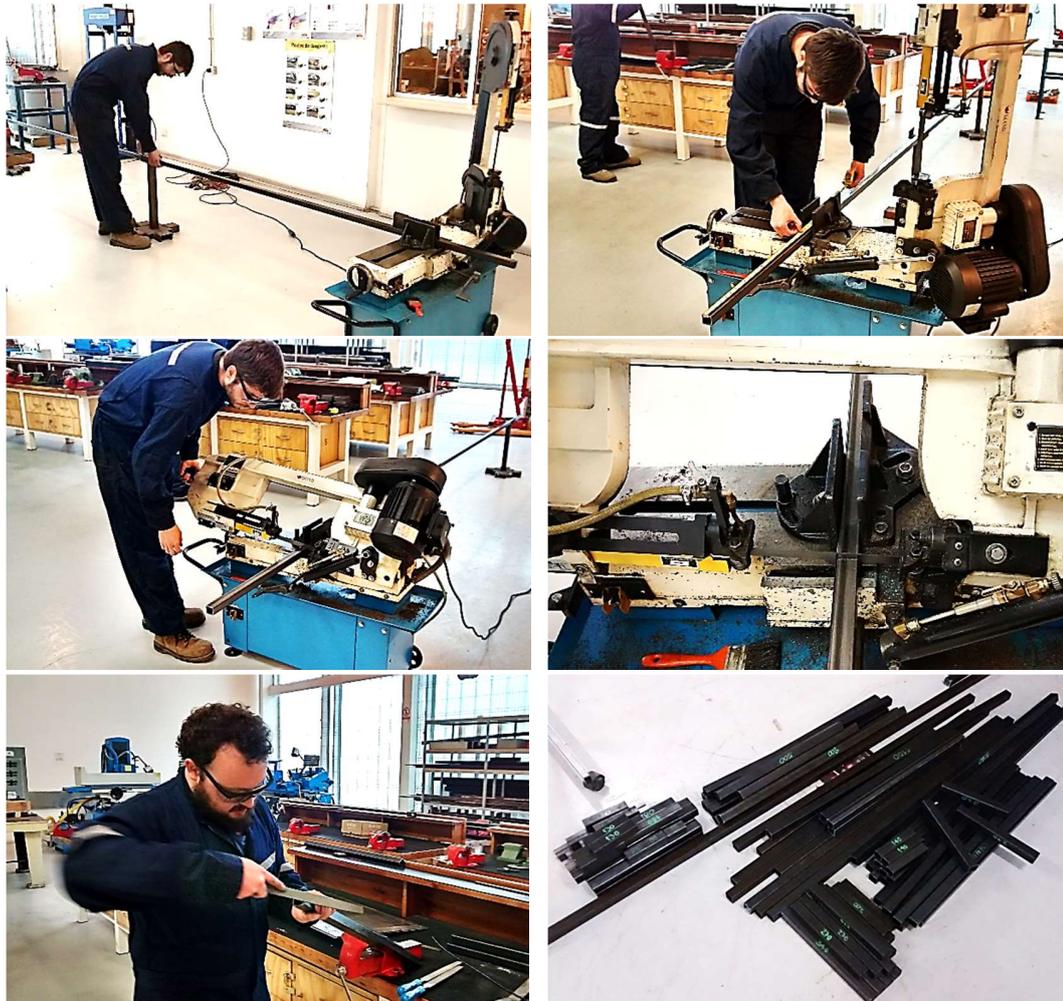


Figura 5.9. Corte de perfiles para estructuras metálicas.



Figura 5.10. Soportes de fierro negro para apoyos del canal tipo pasadores.



Figura 5.11. Estructuras metálicas soldadas.



Figura 5.12. Gata de tijeras soldada y asegurada a la estructura A.

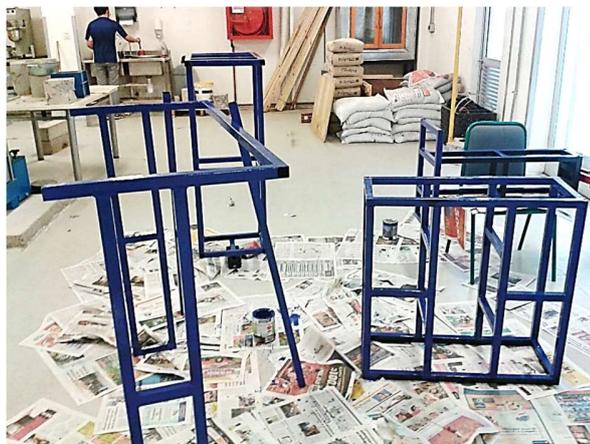


Figura 5.13. Estructuras metálicas pintadas.

5.4. Estanques

Los estanques de fibra de vidrio fueron comprados. El estanque volumétrico fue pedido por catálogo y el estanque de almacenamiento debido que se necesitaba que fuese de dimensiones específicas y no se encontraron estanques tan grandes por catálogo en el mercado, se mandó a fabricar. La Figura 5.14 presenta los estanques comprados para el canal.



Figura 5.14. Estanques volumétrico y de almacenamiento del canal.

5.5. Montaje del canal

Cuando estuvo listo el canal, las estructuras metálicas y los estanques, se montó el canal sobre las estructuras de soporte y se ubicó junto con los estanques, en el espacio del laboratorio definido para el equipo. La Figura 5.15 muestra el canal instalado sobre las estructuras metálicas y en su ubicación final dentro del laboratorio al igual que la ubicación de los estanques.



Figura 5.15. Canal ubicado sobre apoyos metálicos y estanque ubicados.

Como pasadores para los apoyos se usaron dos pernos hexagonales de acero galvanizado de 5/8" y 8" de longitud. La Figura 5.16 muestra el funcionamiento de los apoyos tipo pasadores.



Figura 5.16. Apoyo tipo pasador del canal con pernos de 5/8”.

5.6. Tuberías y conexiones

Con el canal y los estanques ubicados se realizó la conexión de tuberías. Para pegar piezas y tuberías de PVC con unión a cementar se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Pegar con Vinilit, adhesivo que plastifica las paredes de las superficies por unir, produciendo una soldadura en frío al evaporarse los solventes del adhesivo.
- Cortar las tuberías asegurando que el corte sea a escuadra en 90°, con sierra o serrucho de dientes finos.
- Lijar las imperfecciones que deje el corte.
- Lijar las superficies a pegar para facilitar la acción del adhesivo Vinilit, sin rebajar la pared del tubo.
- Limpiar bien la zona a pegar asegurando que esté libre de grasa o impurezas, de esto depende la calidad de la unión.
- Antes de efectuar la unión de las piezas, asegurar que estas estén libres de humedad.
- Aplicar Vinilit en ambas superficies a unir de manera generosa utilizando una brocha. Asegurarse que el adhesivo esté libre de residuos.
- Introducir el tubo girándolo para asegurar una unión óptima.
- Esperar 24 horas después de realizada la unión para efectuar pruebas hidráulicas en las redes con uniones a cementar.

Para la unión de piezas con hilo se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Para evitar las filtraciones en las uniones con hilo, en la pieza con hilo externo se pusieron varias vueltas de teflón en cinta hasta cubrir toda el área con hilo de la unión. La cinta debe ser puesta en la misma dirección en que gira el hilo de la unión, de tal forma que al girar las piezas, el movimiento apriete el teflón y no lo saque.
- Girar fuertemente las piezas asegurando que no queden sueltas.
- Aplicar sellante de silicona resistente al agua.

El sistema requirió construir dos tramos de tuberías y accesorios. El primer tramo fue la unión entre el estanque de almacenamiento y el estanque regulador. A la salida del estanque de almacenamiento se instaló la bomba de recirculación, esto se unió mediante una unión americana de 63 [mm] que permite sacar la bomba en caso de que sea necesario. A la salida de la bomba se unió una válvula de compuerta de 2” que permite variar el caudal impulsado al canal. Luego de la válvula de compuerta se tiene una zona que se unió por medio de una

manguera flexible de 2", esta manguera permite que el canal pueda variar su pendiente de fondo. De la manguera se pasó a una tubería de 63 [mm] y antes de llegar al estanque de regulación se instaló el caudalímetro el cual mide el caudal de entrada al canal. La Figura 5.17 presenta toda la unión realizada en la primera sección y descrita anteriormente. Las piezas de la unión se detallan en la sección 3.3.9 del capítulo 3.



Figura 5.17. Conexión entre el estanque de almacenamiento y el estanque regulador.

El segundo tramo va desde el estanque volumétrico al estanque de almacenamiento. Estos estanques se unieron entre sí por una tubería de 110 [mm] y otra de 63 [mm]. Ambas conexiones cuentan con una válvula de bola a cementar, la cual permite cortar el paso del agua, cuando se requiere acumular agua en el estanque volumétrico para calcular el caudal de salida del canal. En la Figura 5.18 se presenta la unión entre los estanque terminada. Las piezas de la unión se detallan en la sección 3.3.9 del capítulo 3.



Figura 5.18. Conexión entre el estanque volumétrico y el estanque de almacenamiento.

Para disminuir la agitación del agua al llegar al estanque de regulación se instaló un difusor, el cual distribuye en un mayor volumen la energía cinética del flujo, lo que se traduce en una

menor perturbación de la superficie libre del flujo porque parte de la energía del transporte advectivo se transforma en transporte difusivo al generarse una mejor mezcla del momentum en el volumen, lo que se traduce en una mayor disipación de energía por m^2 .

La Figura 5.19 presenta la tubería con los orificios que se instaló en el estanque de regulación y su funcionamiento.

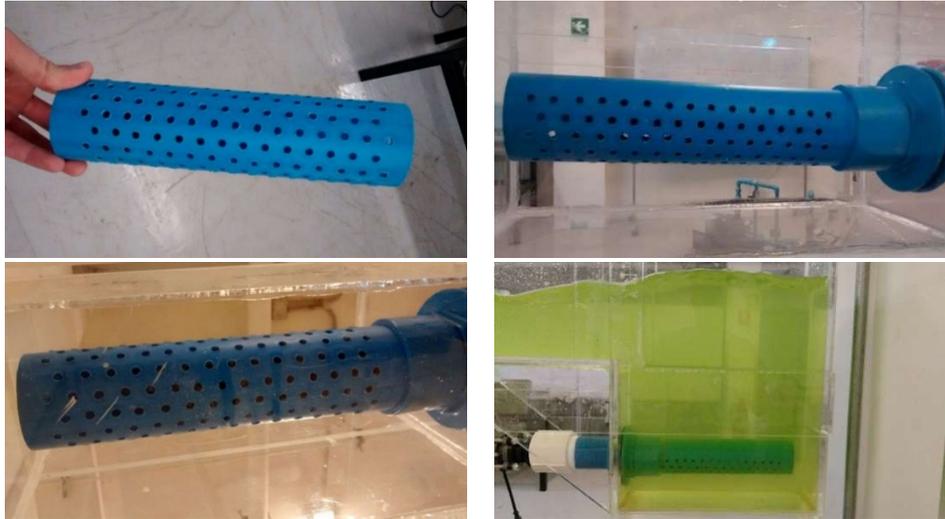


Figura 5.19. Tubería con orificios para aplacar la turbulencia en el estanque de regulación.

En la Figura 5.20 se presentan algunas de las labores realizadas durante la construcción de las conexiones.



Figura 5.20. Trabajos realizados para construir las conexiones del canal.

5.7. Instalaciones eléctricas

Para hacer funcionar la bomba recirculadora y el caudalímetro, fue necesario realizar la conexión eléctrica de estos equipos. Ambos funcionan en sistema monofásico por lo que las conexiones fueron sencillas. La bomba funciona directamente a 220 [V] por lo tanto se conectó de forma directa al interruptor del canal el cual va conectado al enchufe. Para el caudalímetro se requirió de un transformador para reducir el voltaje de 220 [V] a 12 [V], por lo tanto el caudalímetro fue conectado a un transformador y el transformador fue conectado al interruptor. Ambos equipos fueron conectados a un mismo interruptor, por lo tanto, al accionar el interruptor del canal, se enciende la bomba y el caudalímetro simultáneamente.

5.8. Canal terminado

En la Figura 5.21 se presenta el canal terminado y funcionando.

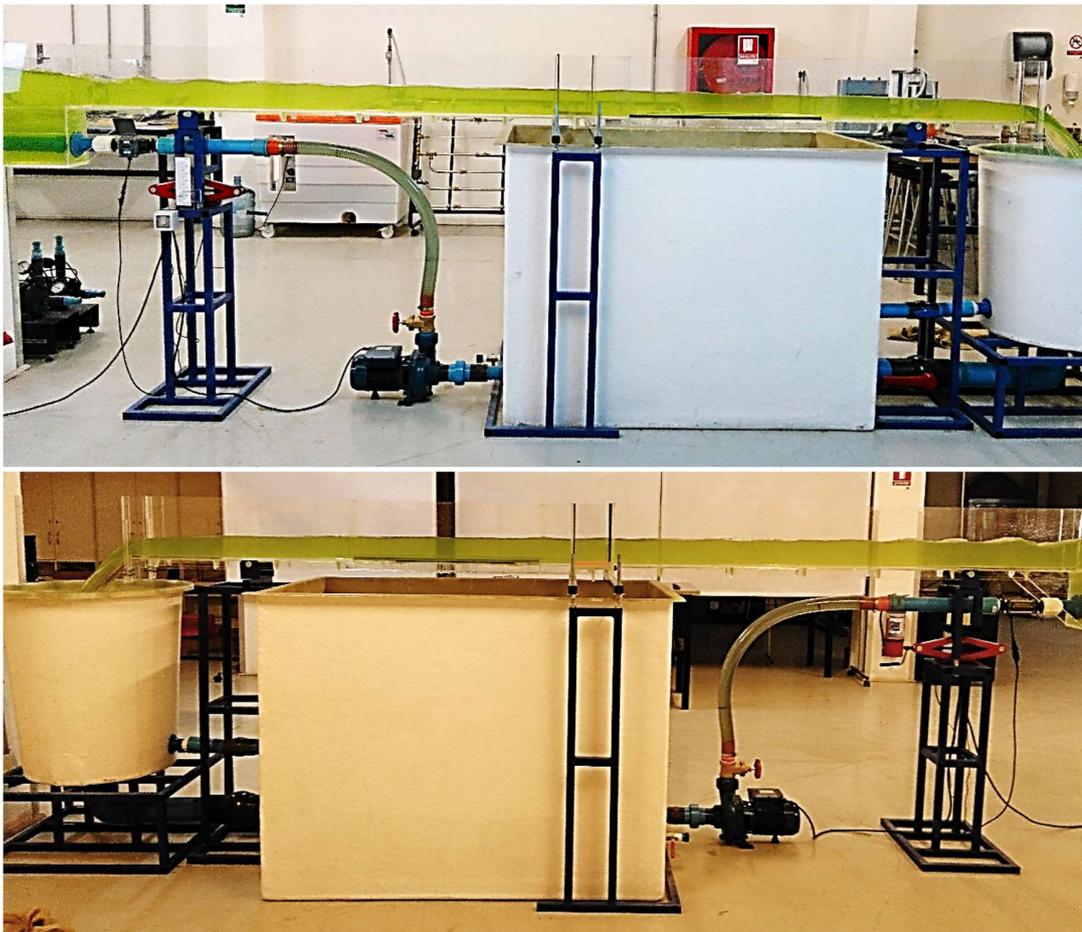


Figura 5.21. Canal terminado y funcionando.

CAPÍTULO 6

6. CALIBRACIÓN DE INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN Y TOMA DE DATOS

6.1. Calibración para medición de caudales

6.1.1. Caudal de entrada

Para poder medir el caudal de entrada al canal se usa el caudalímetro electromagnético incorporado en la conexión entre el estanque de almacenamiento y el estanque de regulación. Este es un instrumento digital que mide de manera indirecta el caudal de entrada al canal, dado que mide la variación de los campos electromagnéticos que se ven alterados por el flujo del agua. El instrumento está configurado para entregar el valor del caudal en [L/min]. La Figura 6.1 presenta el caudalímetro funcionando, midiendo un valor de 580,2 [L/min].



Figura 6.1. Caudalímetro instalado y funcionando, medición del caudal en [L/min].

Para transformar la medición de [L/min] a [m³/s] se realiza a modo de ejemplo la transformación de unidades tomando como dato el valor de la Figura 6.1.

$$580 \left[\frac{l}{min} \right] * \frac{1}{60} \left[\frac{min}{seg} \right] = 9,67 \left[\frac{l}{seg} \right] * \frac{1}{1000} \left[\frac{m^3}{l} \right] = 0,00967 \left[\frac{m^3}{seg} \right]$$

La medición de 580 [L/min] o 9,7 [L/s] corresponde al máximo caudal que puede circular por el canal, el cual no sobrepasa el caudal máximo de diseño de 10 [L/s], por lo tanto el diseño del canal asegura el correcto funcionamiento del caudalímetro en todas las condiciones posibles de caudal entrante.

6.1.2. Caudal de salida

Para medir el caudal de salida se utiliza un aforo volumétrico, para esto es necesario medir en el estanque volumétrico, variaciones del nivel de agua en su interior y poder asociar estas variaciones a un cambio de volumen de agua dentro del estanque. Para hacer lo anterior se calibró el estanque volumétrico mediante el siguiente procedimiento, se fue llenando el estanque con 10 [L] de agua a la vez y se fue marcando el nivel del agua dentro del estanque desde un cero arbitrario hasta los 160 [L] con un marcador permanente en el estanque. La Figura 6.2 muestra las marcas realizadas al estanque.

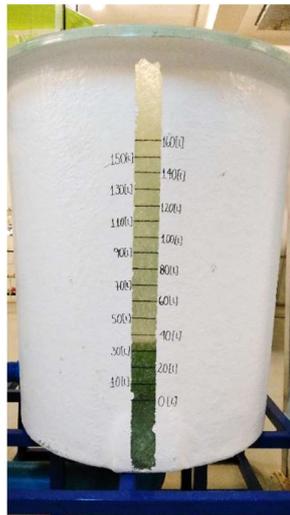


Figura 6.2. Marcas del estanque volumétrico para medir variaciones de volumen en su interior.

Con las marcas realizadas al estanque el procedimiento para tomar los datos es el siguiente:

1. Cerrar las válvulas de bola ubicadas en las conexiones entre el estanque volumétrico y el estanque de almacenamiento.
2. Llenar el estanque hasta la marca de 50 [L] aproximadamente y abrir la válvula de 110 [mm] para sacar el aire encerrado en la tubería.
3. Cerrar la válvula nuevamente y esperar a que el nivel de agua alcance una de las marcas para comenzar a tomar el tiempo. Se recomienda que la variación de volumen considerada para medir el tiempo transcurrido, sea mínimo de 30 [L], ya que el tiempo transcurrido en una variación menor de volumen puede ser muy corto, lo cual puede generar errores mayores en la medición, debido al menor tiempo de reacción que tiene el observador.
4. Detener el tiempo una vez que el nivel del agua ha alcanzado la marca final considerada.
5. Anotar la variación de volumen considerada dentro del estanque y el tiempo de ocurrencia de la misma.
6. Se recomienda usar un cronómetro con marcador de vueltas, así es posible tomar el tiempo a medida que ocurre un determinado cambio de volumen en el estanque

de forma seguida, por ejemplo cada 30 [L]. Se recomienda tomar al menos cinco datos del tiempo transcurrido para una misma variación de volumen considerada, de manera de reducir posibles errores aleatorios en la medición tomando como el tiempo transcurrido final, el valor promedio de los tiempos transcurridos medidos.

7. Calcular el caudal de salida del canal con la siguiente ecuación:

$$Q_{salida} = \frac{\Delta V}{\bar{t}} \quad (6.1)$$

Donde:

- ΔV : Variación de volumen ocurrida en el estanque volumétrico, en [L].
 \bar{t} : Tiempo promedio en que ocurre la variación de volumen, en [seg].

Para verificar los resultados obtenidos mediante el aforo volumétrico para medir el caudal de salida, se tomaron mediciones teniendo cerradas las aberturas para la compuerta lateral, el vertedero lateral y la rejilla de infiltración, de tal manera que el caudal de entrada fuese igual al caudal de salida en el canal. Se calculó el caudal de salida y se comparó con el caudal de entrada medido por el caudalímetro. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 6.3.

En la Figura 6.3 la línea continua corresponde a la recta formada al considerar que el caudal de salida fuese igual al caudal de entrada medido por el caudalímetro y los puntos son los datos del caudal de salida, calculados usando el estanque volumétrico. A partir de los resultados se calcula el error porcentual de cada dato de caudal el cual se presenta en la Figura 6.4.

El detalle de los datos medidos para la verificación se encuentra en la Tabla C - 1 del anexo C.

De acuerdo a la Figura 6.4 los mayores errores se obtienen para caudales de salida mayores a 8 [L/s], pero nunca excediendo el 5% de error, esto se debe a que mayores caudales causan una mayor agitación superficial al caer en el estanque, haciendo difícil determinar el momento exacto en que el nivel de agua alcanza la marca del estanque considerada, afectando la precisión de la medición del tiempo transcurrido entre las marcas consideradas. Teniendo en cuenta que durante los experimentos existe un caudal vertido por el vertedero, se tiene que el caudal de salida difícilmente alcanzará estas magnitudes donde el error es mayor, lo cual implica que si es posible utilizar el método de aforo volumétrico para el cálculo del caudal de salida del canal, obteniéndose errores menores al 5% si el procedimiento de medición se realiza de manera eficiente.

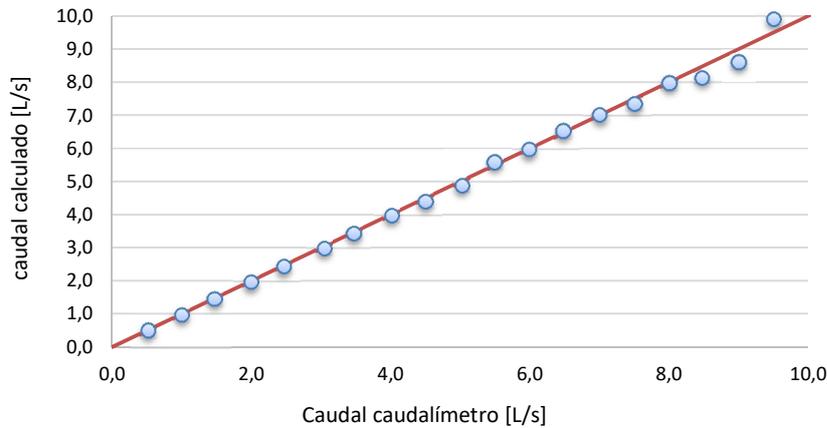


Figura 6.3. Gráfico de verificación del método de cálculo del caudal de salida del canal.

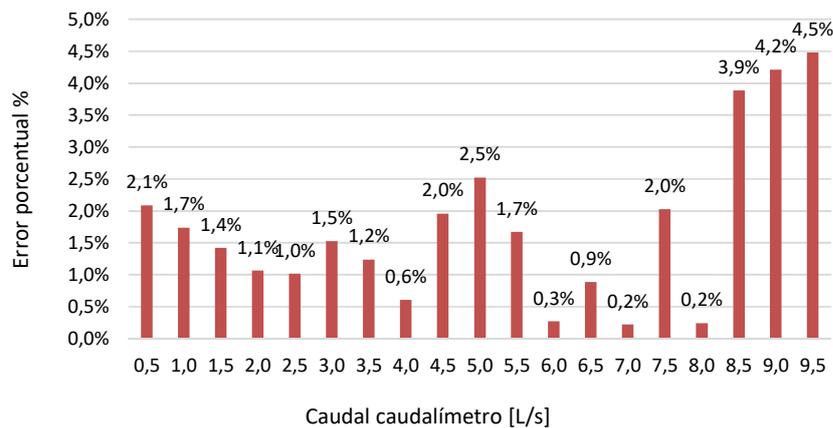


Figura 6.4. Error porcentual obtenido para cada valor calculado del caudal de salida mediante el estanque volumétrico.

6.2. Calibración para medición de la pendiente de fondo del canal

Para medir la pendiente de fondo del canal se instaló en él una regla graduada en % de pendiente del canal, la cual se calibró con respecto a la posición (altura) del apoyo móvil del canal, de forma tal que al estar ambos apoyos a la misma altura y el canal en posición horizontal, la regla marca una pendiente de 0% en el canal y al aumentar o disminuir su altura la regla indica el correspondiente % de pendiente en el canal, con un rango de medición de pendiente comprendido entre un -1,00% y un 5,00% de pendiente. La graduación máxima del instrumento es de un 0,1% de pendiente por lo tanto la resolución del instrumento, correspondiente a la diferencia más pequeña que es posible discriminar en cual se estima en un 0,05% de pendiente, correspondiente a la mitad de su graduación máxima. La Figura 6.5 muestra el sistema para medir la pendiente del canal instalado.

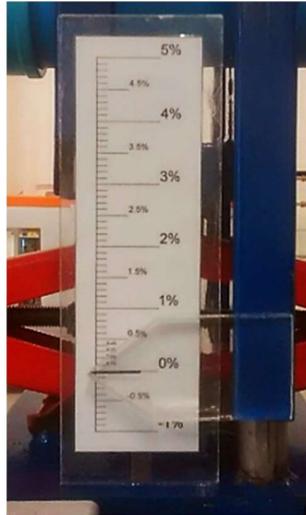


Figura 6.5. Piezas para medir la pendiente del canal.

Dado que la pendiente es una medida indirecta proveniente de la medición directa de la altura de los apoyos del canal y la distancia entre ellos y dado que cada medición directa tiene asociado un error experimental se realizó la propagación del error de la medición de pendiente del canal utilizando la hipótesis estadística. Se midió la altura del apoyo A y del apoyo B desde el piso hasta el centro del pasador de soporte y la distancia entre apoyos tres veces y se calculó el error total de cada conjunto de mediciones dando los siguientes resultados:

Tabla 6.1. Tabla de datos propagación de errores en la medición de la pendiente del canal.

	d_{AB} [m]	h_A [m]	h_B [m]
Medición 1	3,005	1,232	1,233
Medición 2	3,004	1,235	1,231
Medición 3	3,003	1,232	1,232
Promedio	3,004	1,233	1,232
Desviación estándar	0,001	0,002	0,001
Error típico	0,001	0,001	0,001
Error aleatorio	0,002	0,003	0,002
Error instrumental	0,0005	0,0005	0,0005
Error total	0,0018	0,0030	0,0018

La propagación del error para la medida indirecta de la pendiente de fondo del canal da como resultado para un valor de pendiente nulo un error igual a $0 \pm 0,12$ [%]. Este error es mayor al error instrumental de la regla calibrada de un 0,05%, por lo tanto se recomienda hacer uso de la propagación de errores para estimar el error en la medición de la pendiente al hacer uso del sistema de cambio de pendiente en el canal.

6.3. Medición de alturas de escurrimiento

Para medir la altura de escurrimiento se hace uso de un pie de metro de 300 [mm]. Este instrumento tiene una precisión de 0,05 [mm]. Para usarlo se construyó con acrílico una base donde poder fijar el pie de metro, esta base ubica el pie de metro en el centro del ancho del canal. Para poder conocer la altura de escurrimiento se ubica el instrumento en la posición donde se quiere medir, se mide la distancia del instrumento al fondo del canal y luego se mide la distancia hasta tocar con la punta del instrumento la superficie del escurrimiento, estos dos valores se restan y se obtiene la altura de escurrimiento en ese punto. Para asegurar la verticalidad del instrumento, se le fijan dos niveles de burbuja que permiten verificar que el instrumento este correctamente aplomado. La Figura 6.6 presenta el pie de metro instalado en el canal para realizar mediciones de altura de escurrimiento.

Debido a que el escurrimiento presenta movimientos en su superficie se recomienda repetir la medición de la altura al menos cinco veces, para luego sacar un promedio entre los resultados, de tal forma de disminuir algún error sistemático que sea producto de la modalidad del observador al tomar la medición, al mismo tiempo de disminuir el error aleatorio producto de las oscilaciones del agua en la superficie.

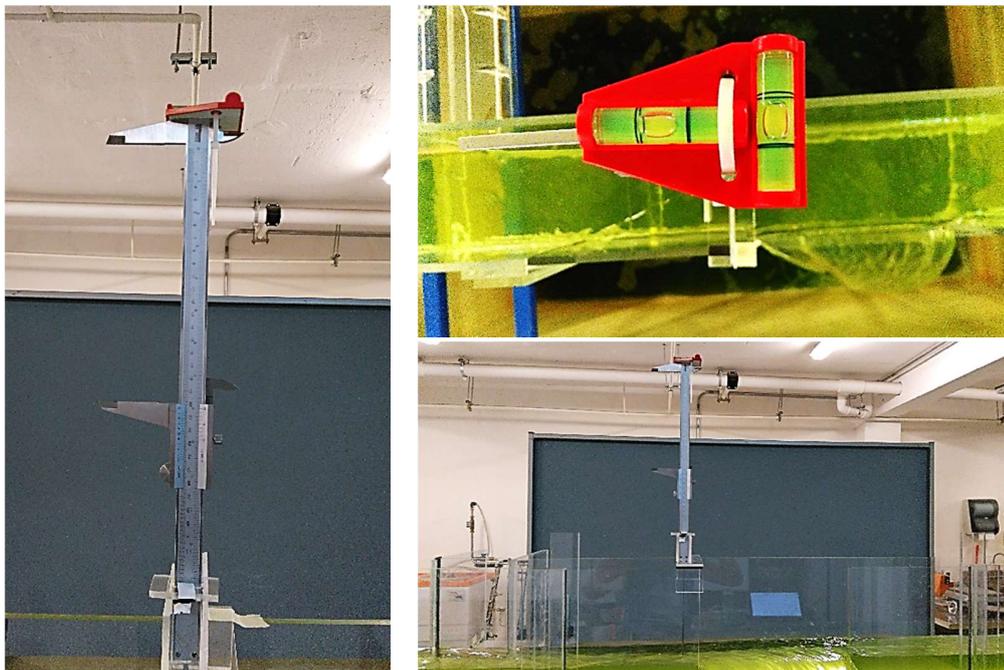


Figura 6.6. Pie de metro instalado en el canal para medir alturas de escurrimiento.

6.4. Análisis de incertidumbre de las mediciones

Toda medición experimental está sujeta a un error experimental, por lo cual debe ir acompañada de su correspondiente incertidumbre, por lo tanto, es necesario realizar un análisis de incertidumbres con el fin de cuantificar el error experimental asociado a las mediciones.

El procedimiento para estimar la incertidumbre de una medición y para realizar la propagación de errores se detalla en el Anexo E y está de acuerdo a lo especificado en el documento Análisis y teoría de error experimental: Anexo B: Error experimental, del Laboratorio de Física de la USM (s.f).

Para este estudio se realizaron 150 ensayos de laboratorio. La incertidumbre de las mediciones del caudal aguas arriba del vertedero (Q_1), y las alturas de escurrimiento aguas arriba (y_1) y aguas abajo (y_2) del vertedero, de acuerdo a la Figura 2.5, se calcularon utilizando el método planteado en la sección E.1 del anexo E para la estimación del error experimental, mientras que el cálculo de la incertidumbre del caudal aguas abajo del vertedero (Q_2) se realizó de acuerdo al método de propagación de error detallado en la sección E.2 del anexo E, debido a que este corresponde a una medida indirecta obtenida a partir del aforo volumétrico del canal.

La Figura 6.7 a la Figura 6.10 corresponden al gráfico de barras de error de las variables medidas en los 150 ensayos. Los valores de las variables y sus incertidumbres se detallan en la Tabla D - 1 del anexo D.

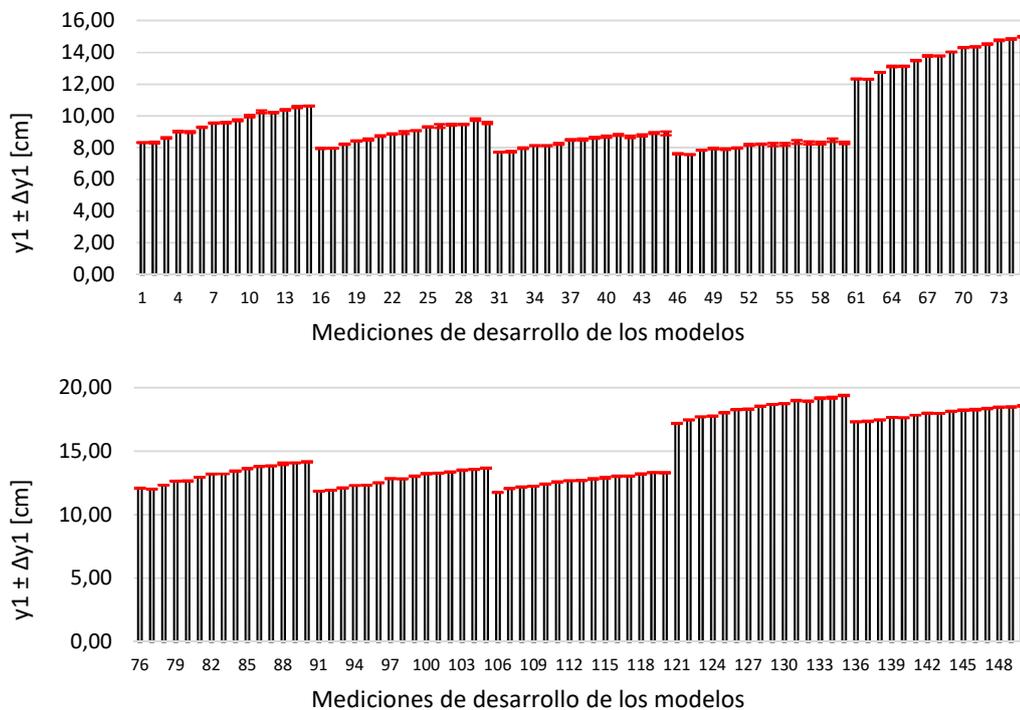


Figura 6.7. Barras de error de las mediciones de altura de escurrimiento aguas arriba del vertedero.

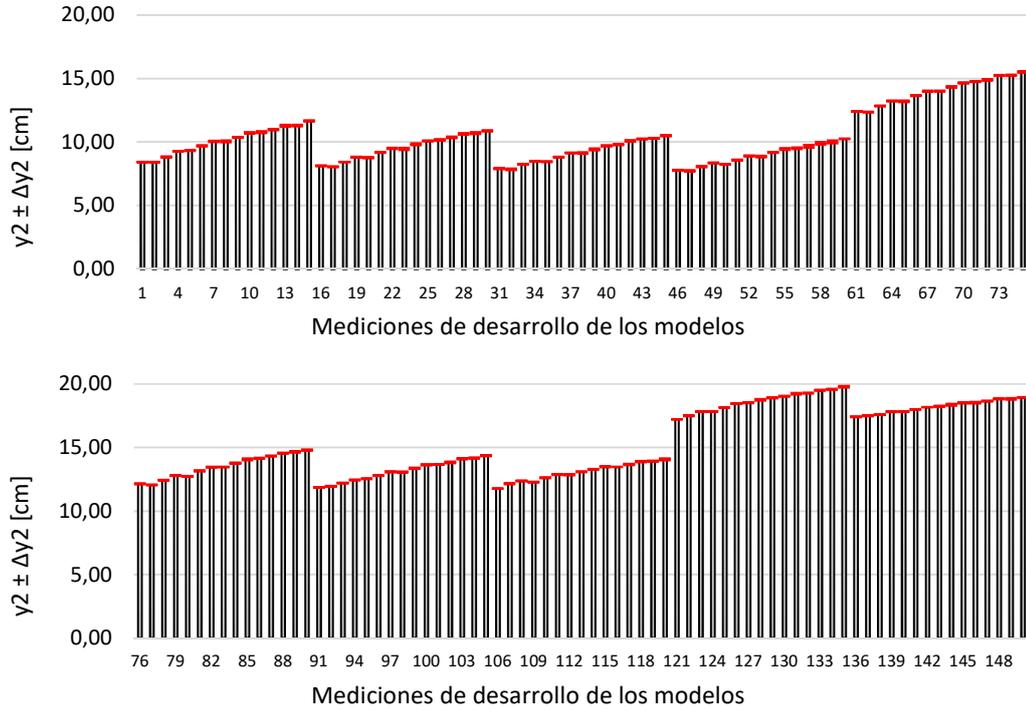


Figura 6.8. Barras de error de las mediciones de altura de escurrimiento aguas abajo del vertedero.

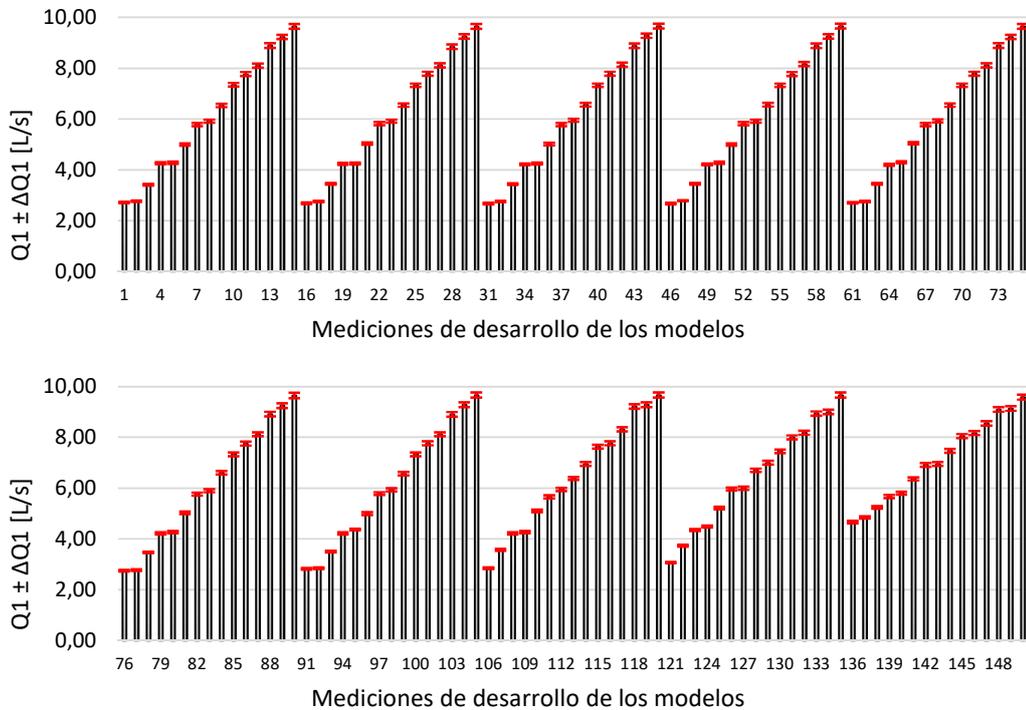


Figura 6.9. Barras de error de las mediciones de caudal aguas arriba del vertedero.

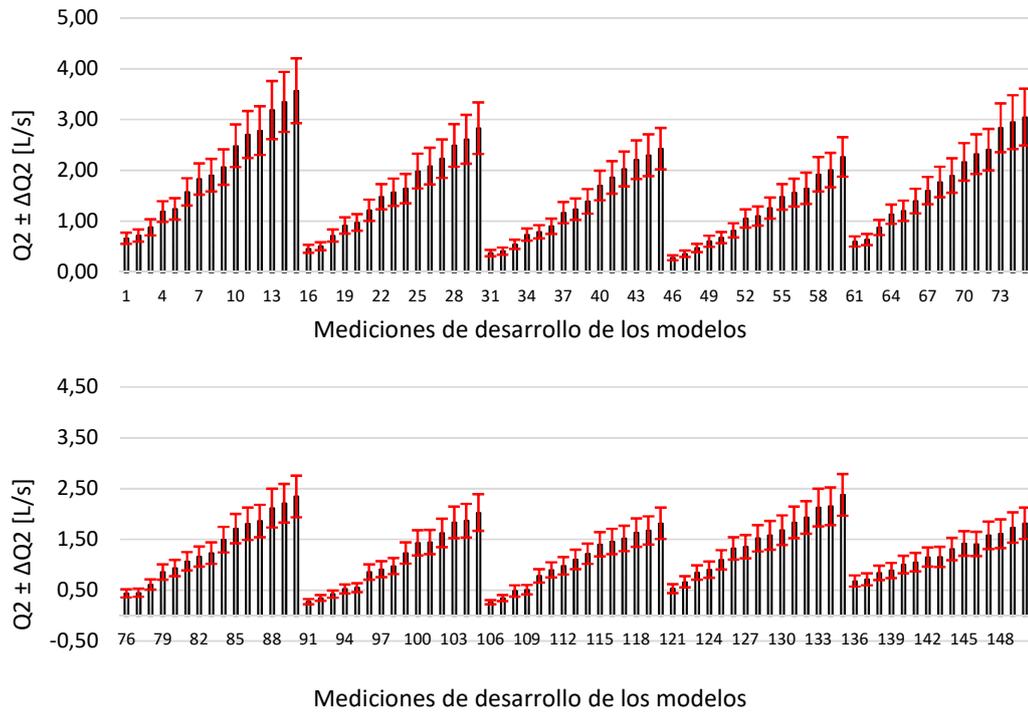


Figura 6.10. Barras de error de las mediciones de caudal aguas abajo del vertedero.

La Figura 6.11 corresponde a la propagación del error del caudal vertido por el vertedero lateral calculado como la resta entre los caudales medidos.

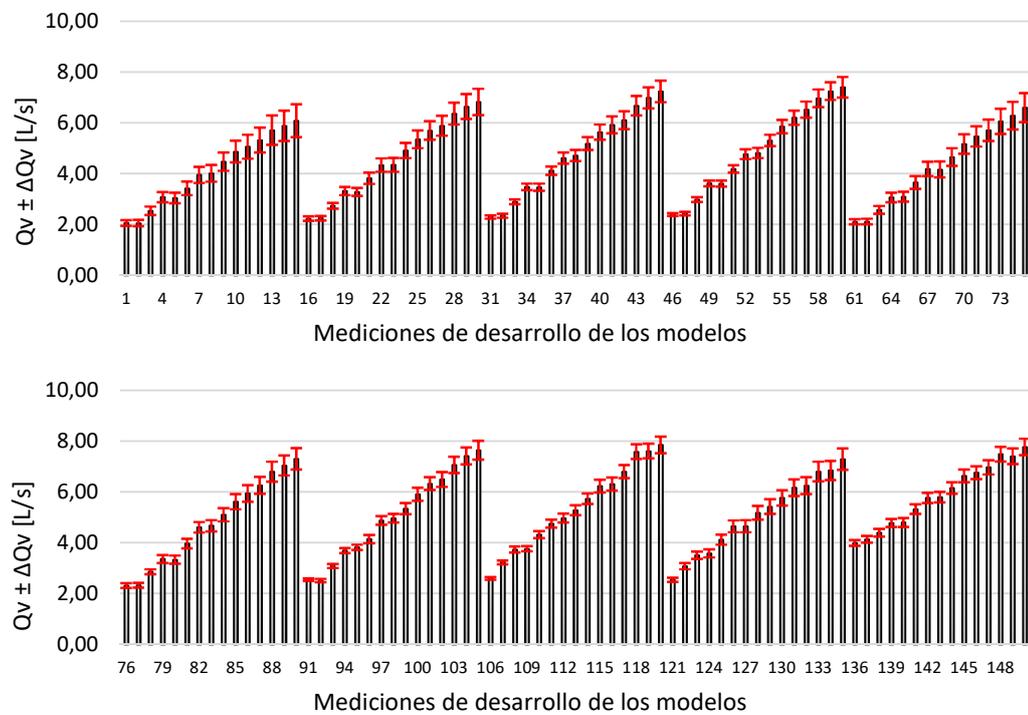


Figura 6.11. Barras de error de las mediciones de caudal vertido por el vertedero.

De acuerdo con los resultados presentados del análisis de incertidumbre de las mediciones y la propagación de error de las mediciones, las mayores incertidumbres están presentes en el cálculo del caudal aguas abajo del vertedero mediante el método de aforo volumétrico (Q_2), error que claramente se propaga a las mediciones del caudal vertido por el vertedero (Q_v).

CAPÍTULO 7

7. RESULTADOS

7.1. Introducción

Un vertedero lateral colocado en la pared de un canal, se usa como estructura clave en muchos tipos de proyectos hidráulicos. Debido a que es posible tener diferentes geometrías tanto para el vertedero lateral como en la sección transversal del canal principal, los trabajos de investigación pueden ser realizados desde diferentes puntos de vista para diferentes tipos de vertederos laterales.

El tipo de perfil de flujo que se puede formar en un vertedero lateral puede ser subcrítico, supercrítico o mixto, ver Figura 2.2. Cada tipo de flujo tiene su propio comportamiento hidráulico, sin embargo, para fines prácticos en proyectos de ingeniería los vertederos laterales son diseñados para funcionar bajo régimen subcrítico (Borguei et al., 1999).

El caudal vertido por un vertedero lateral están en función de un coeficiente de descarga del vertedero lateral, y a pesar de que en ingeniería hidráulica, los vertederos laterales son estructuras que han sido ampliamente utilizadas y diseñadas no existe aún una ecuación universal para el cálculo del coeficiente de descarga (Borguei et al., 1999). De acuerdo a los resultados presentados por Delkash y Ebrazi Bakhshayesh (2014) la precisión de las ecuaciones empíricas desarrolladas para calcular el coeficiente de descarga del vertedero lateral, dependerá de las condiciones en las cuales estas fueron desarrolladas.

De acuerdo a los resultados de numerosos estudios, el coeficiente de descarga depende de los siguientes parámetros adimensionales (Emiroglu et al., 2011):

$$C_d = f\left(F_1, \frac{L}{b}, \frac{L}{h_1}, \frac{w}{h_1}, \psi, S_0\right) \quad (7.1)$$

Donde F_1 corresponde al número de Froude al inicio del vertedero lateral, L corresponde a la longitud del vertedero lateral, b corresponde al ancho del canal principal, w corresponde a la altura del vertedero lateral, ψ corresponde al ángulo de desviación del flujo hacia el vertedero lateral y S_0 corresponde a la pendiente de fondo del canal principal.

“El-Khashab (1975) también menciona que el parámetro adimensional del vertedero lateral L/b considera el efecto del ángulo de desviación en el coeficiente de descarga. Por tanto, el ángulo de desviación ψ no se especifica en la ecuación del coeficiente de

descarga..."(Emiroglu et al., 2011). De acuerdo a lo anterior el presente estudio no consideró la acción de ψ en C_d por separado, sino que dentro del parámetro adimensional L/b .

Borghei et al. (1999) reportó que la pendiente del canal puede ser ignorada en condiciones de flujo subcrítico. Esto y lo presentado por El-Khashab da como resultado que el coeficiente de descarga del vertedero lateral depende solamente de los siguientes cuatro parámetros adimensionales.

$$C_d = f\left(F_1, \frac{L}{b}, \frac{L}{h_1}, \frac{w}{h_1}\right) \quad (7.2)$$

El presente estudio tiene como objetivo investigar la aplicación del método de De Marchi y el método de Domínguez para estimar el caudal vertido por sobre vertederos rectangulares de pared intermedia con espesor de pared de 1 [cm], considerando un flujo subcrítico en la sección del vertedero. Además se desarrolló una ecuación empírica capaz de estimar el coeficiente de descarga correspondiente a cada uno de los métodos anteriormente mencionados, considerando el efecto de los parámetros detallados en la ecuación (7.2) sobre el coeficiente de descarga.

Los resultados obtenidos en el presente estudio por medio de las ecuaciones desarrolladas, se comparan con ecuaciones empíricas obtenidas en diversos estudios para vertederos rectangulares de pared delgada y flujo subcrítico en el vertedero, con el fin de conocer las similitudes y diferencias existentes entre los resultados.

Para la validación de las ecuaciones propuestas se usó la técnica de validación conocida como "Recolección de nuevos datos – Corridas de confirmación" (Montgomery et al., 2006), con esta técnica se investigó el desempeño de predicción de las ecuaciones propuestas, para lo cual se hizo uso de un set de 80 mediciones obtenidas en un canal diferente y presentadas en el estudio de Bagheri et al. (2014b).

7.2. Configuración del experimento

Los ensayos se llevaron a cabo en el equipo cuyo diseño y construcción fue detallado en el presente trabajo, en los capítulos 3 y 5 respectivamente. El canal tiene un largo total de 4 [m] y una sección transversal rectangular de 15 [cm] de ancho y 25 [cm] de altura. Todos los ensayos fueron realizados en condición de flujo subcrítico en el vertedero lateral y se probaron vertederos con altura de pared de 6, 10 y 15 [cm], y largos de vertedero de 30, 40, 50 y 60 [cm], todos ellos con un espesor de pared de 1 [cm]. Para desarrollar un flujo subcrítico en el canal durante los ensayos se requirió usar el vertedero frontal del canal, con el cual se influenció la altura de escurrimiento del flujo. Para cada ensayo se ubicó el vertedero frontal móvil del canal a una altura de 5 [mm] por sobre la altura del vertedero lateral. Se tomaron mediciones de las variables presentadas en la Figura 7.1 correspondientes al caudal aguas arriba (Q_1) y aguas abajo (Q_2) del vertedero y a la altura de escurrimiento al inicio (y_1) y al final (y_2) del vertedero, de acuerdo a los procedimientos y usando los instrumentos detallados en el capítulo

6. Para el desarrollo de las ecuaciones propuestas en este estudio, se realizaron 150 ensayos de los cuales se detallan el rango de las variables consideradas en la Tabla 7.1.

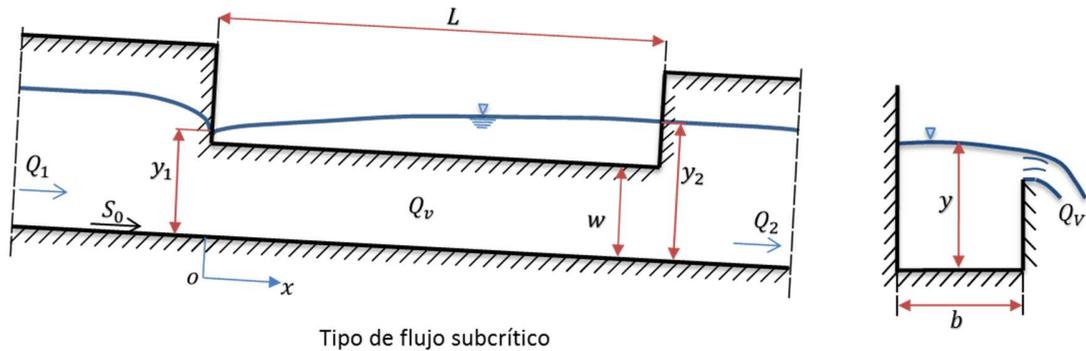


Figura 7.1. Variables del vertedero medidas durante el ensayo.

Tabla 7.1. Rango de las variables consideradas en el estudio.

Variable	Presente estudio
Ancho del canal principal (b), [m]	0,15
Caudal de entrada (Q ₁), [L/s]	2,67 – 9,67
Largo del vertedero lateral (L), [cm]	30, 40, 50, 60
Altura del vertedero lateral (w), [cm]	6, 10, 15
Número de Froude (F ₁)	0,09 – 0,86
Relación L/b	2,00; 2,67; 3,33; 4,00
Relación w/y ₁	0,57 – 0,87
Relación L/y ₁	2,00 – 7,87
Relación w/y ₂	0,22 – 0,77
Número de ensayos	150

7.3. Perfiles de flujo en el vertedero lateral del canal

La Figura 7.2 corresponde a un perfil de flujo supercrítico en el vertedero lateral del canal. El régimen después del vertedero es supercrítico, es posible apreciar la disminución de manera gradual de la altura de escurrimiento en el tramo del vertedero lateral en concordancia con lo presentado por la literatura respecto a este tipo de flujo. El flujo supercrítico está controlado desde aguas arriba del vertedero.

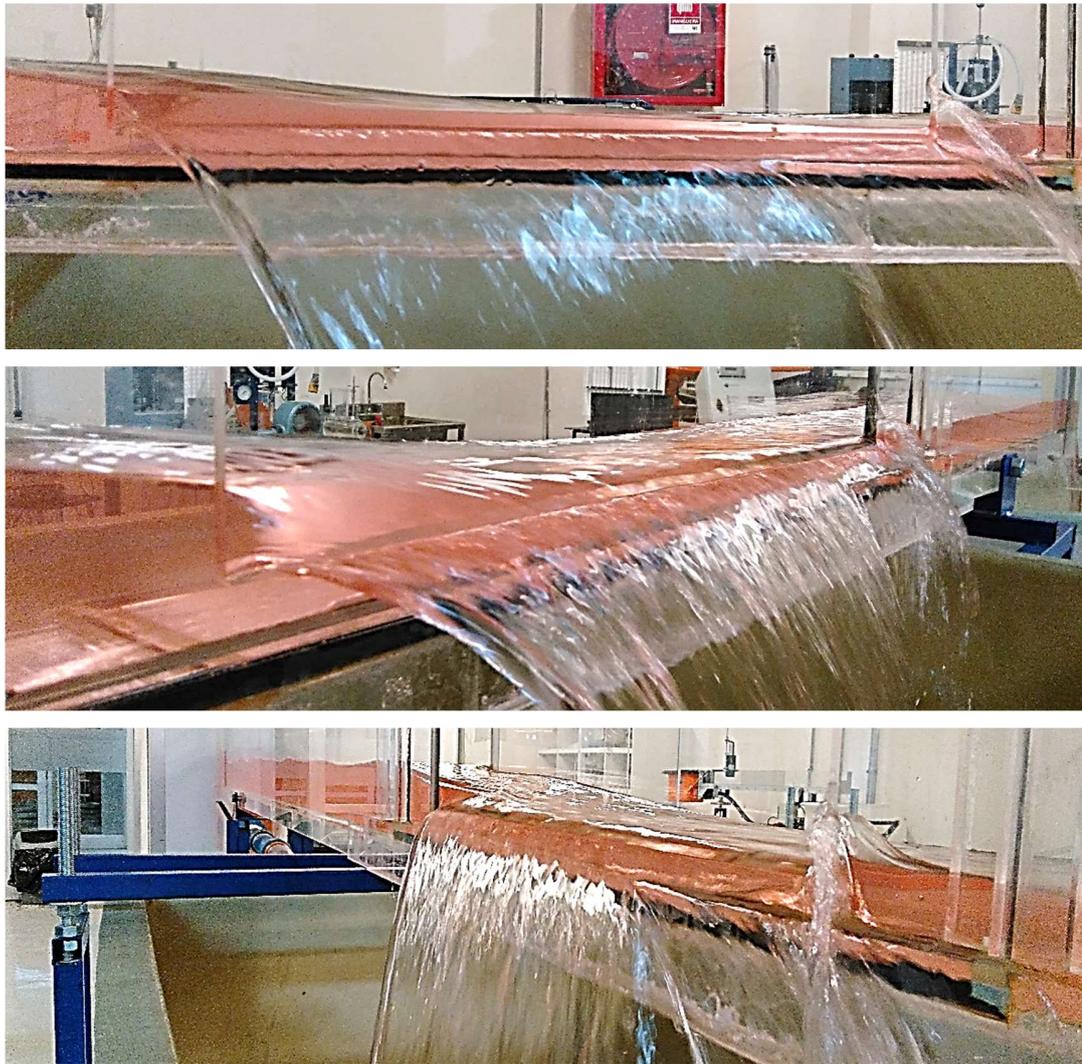


Figura 7.2. Perfil de flujo supercrítico en el vertedero lateral del canal.

La Figura 7.3 corresponde a un perfil de flujo mixto en el vertedero lateral del canal. El flujo aguas arriba del vertedero es supercrítico y aguas abajo del vertedero es subcrítico. La altura de escurrimiento al comienzo del vertedero disminuye gradualmente hacia aguas abajo hasta formar un resalto dentro de la longitud del vertedero y luego aumenta gradualmente en concordancia con lo dicho en la literatura respecto a este tipo de flujo. El flujo de tipo supercrítico antes del resalto está controlado desde aguas arriba y el flujo subcrítico después del resalto está controlado desde aguas abajo.

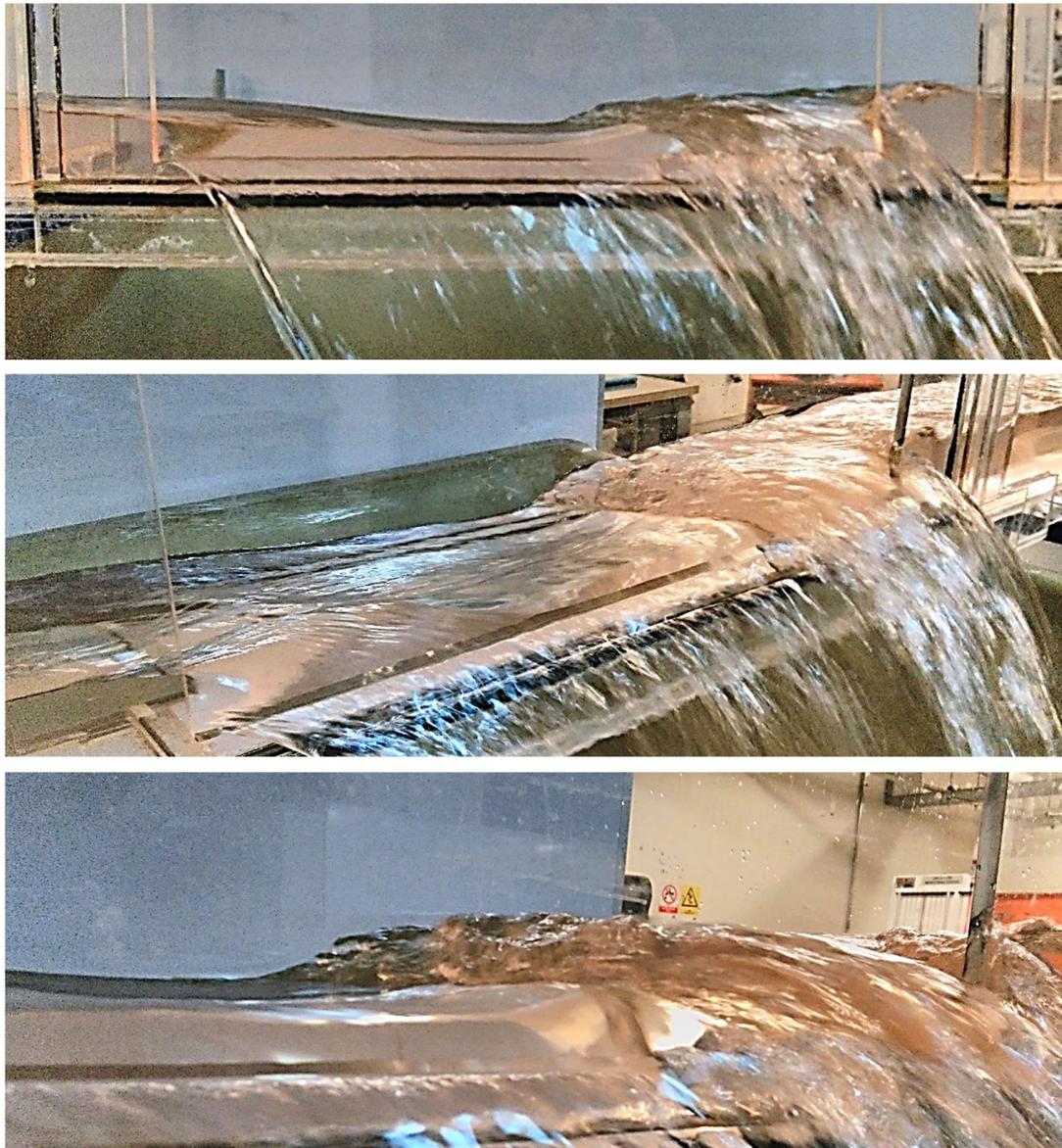


Figura 7.3. Perfil de flujo mixto en el vertedero lateral del canal.

La Figura 7.4 corresponde a un perfil de flujo subcrítico en el vertedero lateral del canal. El régimen antes y después del vertedero es subcrítico, es posible apreciar el aumento de manera gradual de la altura de escurrimiento en el tramo del vertedero lateral en concordancia con lo presentado en la literatura respecto a este tipo de flujo. El flujo subcrítico está controlado desde aguas abajo del vertedero.

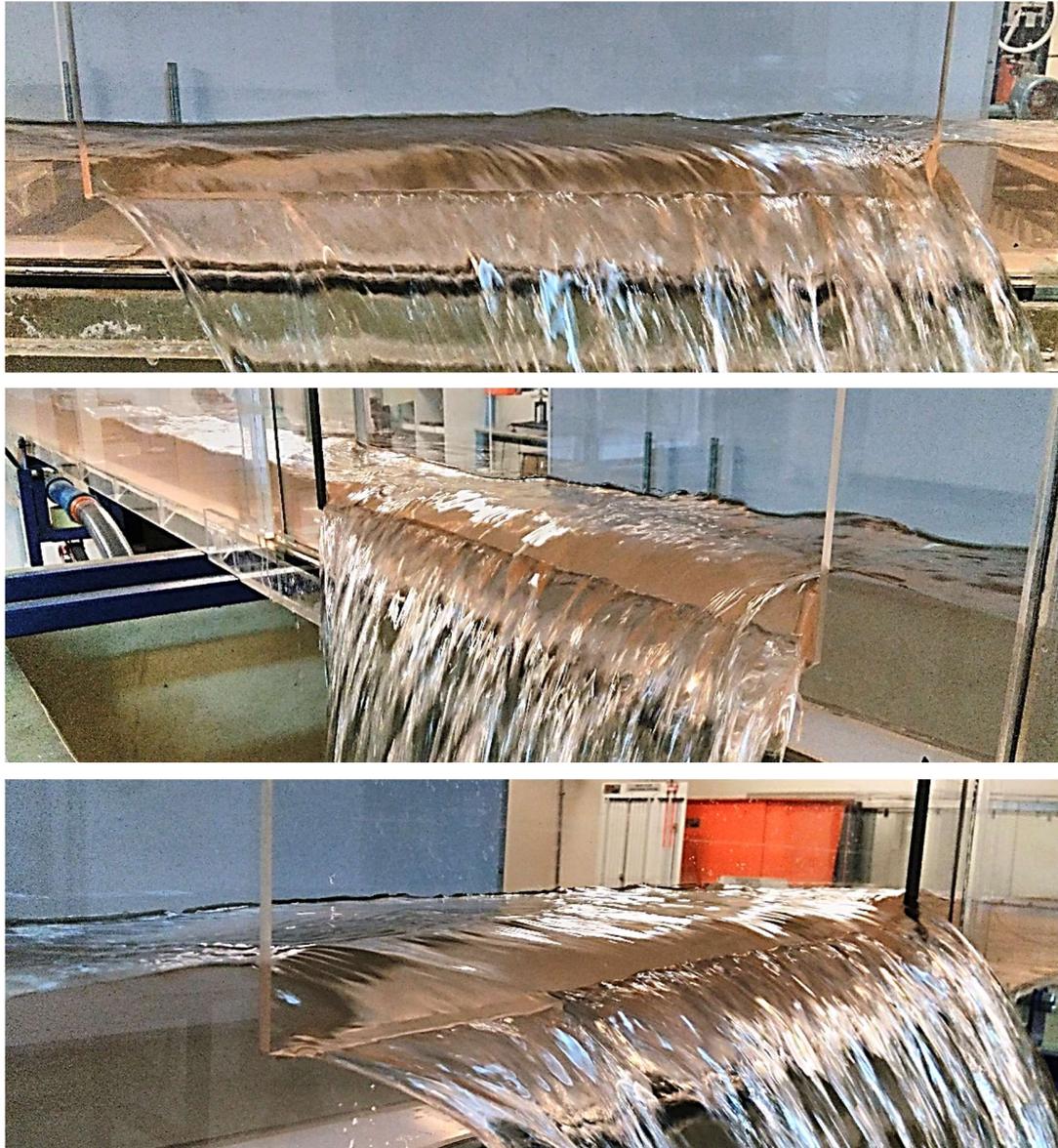


Figura 7.4. Perfil de flujo subcrítico en el vertedero lateral del canal.

De acuerdo a los resultados presentados en las figuras anteriores, se corrobora que el canal construido permite visualizar en el vertedero lateral del canal la formación y comportamiento hidráulico de los tres tipos de perfiles de flujo que pueden generarse en un vertedero lateral de acuerdo con la teoría presentada por Borghei et al. (1999) y con Sotelo Ávila (2002) entre otros, correspondientes al perfil de flujo supercrítico, mixto y subcrítico. Por lo tanto a partir de estos resultados es posible dar cumplimiento a dos objetivos del proyecto y en específico de este trabajo que son, la construcción de un canal versátil capaz de producir distintas condiciones de flujo en él, y la posibilidad de visualizar en laboratorio la formación de los perfiles de flujo propios de los vertederos laterales anteriormente mencionados.

7.4. Coeficiente de descarga y caudal vertido por un vertedero lateral con un perfil de flujo subcrítico

7.4.1. Método de De Marchi

Los resultados presentados en esta sección consideran los supuestos e hipótesis adoptadas por De Marchi para su solución analítica de la ecuación dinámica del flujo en el vertedero lateral, los cuales son detallados en la sección 2.3.5 del capítulo 2. Para obtener el coeficiente de descarga del vertedero, se sigue el procedimiento detallado en la sección 2.3.7.2 del capítulo 2.

Para hacer uso del método de De Marchi es necesario verificar que la diferencia de energía específica entre los extremos del vertedero sea menor a un 10%, de esta manera de acuerdo con diferentes investigadores es razonable el supuesto de que la energía específica se mantiene constante a lo largo del vertedero lateral. La Figura 7.5 presenta el porcentaje de la variación de energía específica entre los extremos del vertedero en función del caudal vertido por el vertedero y diferenciando las mediciones de acuerdo a la altura w del vertedero para los 150 ensayos realizados.

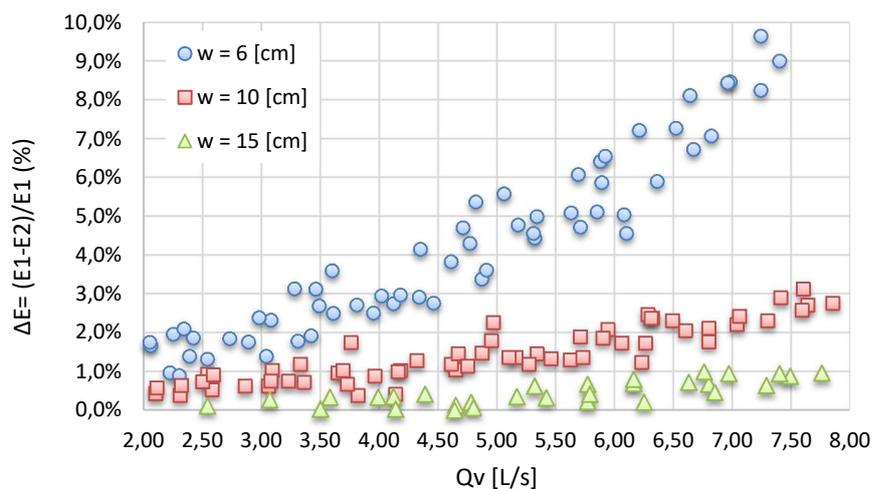


Figura 7.5. Variación de la energía específica entre los extremos del vertedero en %.

De los resultados obtenidos se puede verificar que todos los datos cumplen con una variación de energía menor al 10%, por lo tanto es razonable aplicar el supuesto de energía específica constante. El valor porcentual medio de la variación de energía obtenido para el set de datos es de $\Delta E = 2,3\%$. De acuerdo con Borghei et al. (1999), El-Khashab y Smith (1976) obtuvieron un valor de un 5%, mientras que Ranga Raju et al. (1979) obtuvieron un valor de 2%, mientras que ellos declaran que obtuvieron un valor de 3,7%.

De acuerdo con los resultados también es posible ver como la altura de la pared del vertedero es determinante en la variación de energía existente entre los extremos del vertedero. Para los

valores de altura de vertedero 6 [cm] se obtienen las mayores variaciones, aumentando estas drásticamente para valores de caudal vertido mayores a los 5 [L/s].

Para cada una de las mediciones se calculó el coeficiente de descarga de De Marchi y se realizó la propagación de errores de los resultados calculados, obteniéndose el gráfico de barras de error del coeficiente de descarga presentado en la Figura 7.6 mediante el cual es posible conocer la incertidumbre de los datos calculados para el coeficiente de descarga de De Marchi.

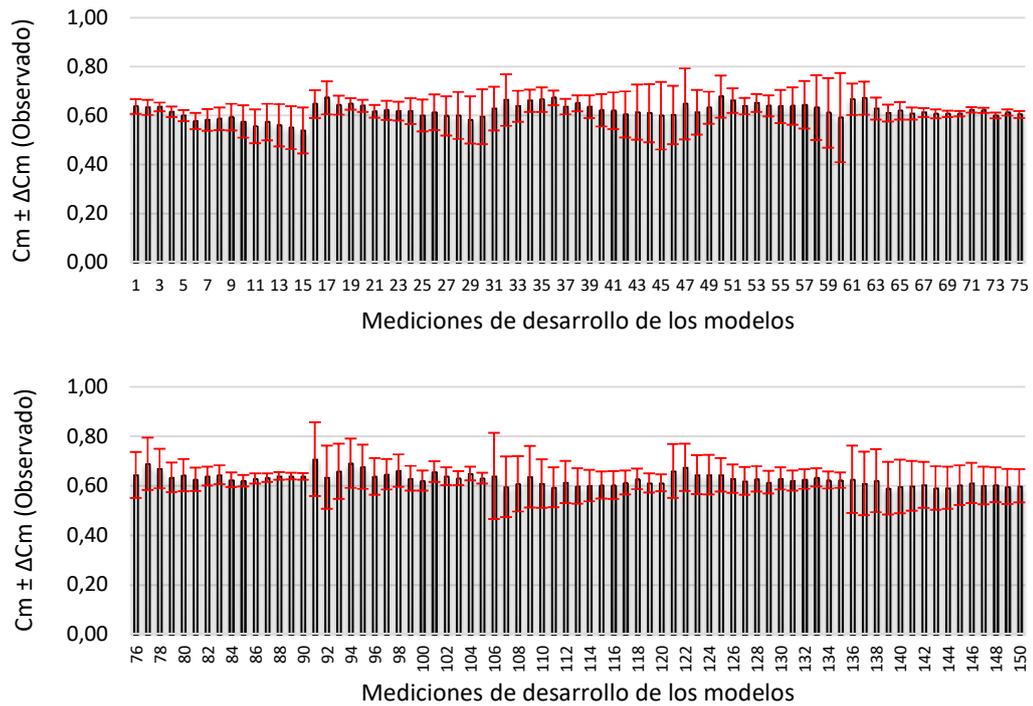


Figura 7.6. Gráfico de barras de error del coeficiente de descarga de De Marchi calculado.

Para obtener una ecuación que estime el coeficiente de descarga de De Marchi en función de los adimensionales presentados en la ecuación (7.2), se utilizó el modelo matemático de regresión lineal múltiple, obteniéndose la siguiente ecuación:

$$C_m = 0,378 + 0,388 \left(\frac{w}{y_1}\right) + 0,015 \left(\frac{L}{y_1}\right) - 0,034 \left(\frac{L}{b}\right) \tag{7.3}$$

Como se puede apreciar la ecuación (7.3) no está en función del número de Froude aguas arriba del vertedero, esto debido a que los resultados del análisis de varianza del modelo presentados en la sección F.2 del anexo F, indicaron que el número de Froude no era una variable que realizara un aporte significativo al modelo y tal como es posible ver en la Figura 7.10, el coeficiente de descarga no varía linealmente respecto al número de Froude de aguas abajo, se desconoce en concreto las razones de estos resultados, pero de acuerdo con Cihan Aydin (2016), existen otros autores que han propuesto ecuaciones que son independientes del número

de Froude aguas arriba del vertedero entre los que cita a Ackers et al. (1978) y a Chanson (2004). Además de acuerdo a los resultados presentados más adelante en la comparación de estudios en la Figura 7.10 se cree que estos resultados se deben a que el comportamiento del flujo sobre los vertederos de pared intermedia de alturas de pared de 6 [cm] cambia respecto a los vertederos de pared delgada, lo que provoca que para valores mayores del número de Froude aguas arriba del vertedero, el coeficiente de descarga no tienda a disminuir sino que se mantenga casi constante en magnitud.

Con el fin de verificar la bondad de ajuste del modelo a los datos medidos se presenta la Figura 7.7 correspondiente a la comparación entre los coeficientes de descarga observados y estimados obtenidos. Además se estima el caudal vertido por el vertedero usando la ecuación (7.3) para estimar el coeficiente de descarga en conjunto con el método de De Machi, cuyos resultados comparados con los caudales vertidos observados se presentan en la Figura 7.8.

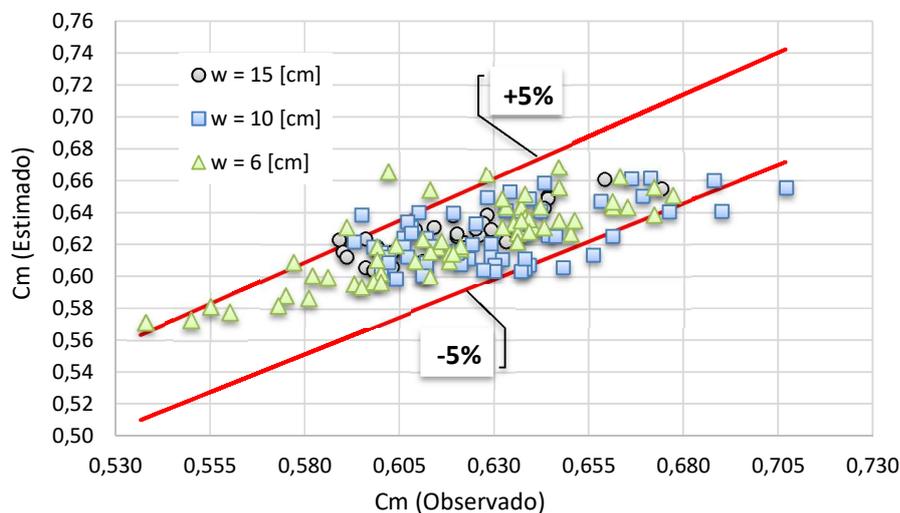


Figura 7.7. Coeficientes de descarga de De Marchi estimados versus observados.

La comparación de los resultados para el coeficiente de descarga estimado en la Figura 7.7 considera una banda de error de $\pm 5\%$ y es apreciable que la ecuación tiende a sobreestimar los valores de coeficientes de descarga menores a 0,63 y a subestimar los valores de coeficientes mayores a 0,63. Además la ecuación se ajusta mejor para estimar el coeficiente de descarga mientras mayor sea la altura del vertedero, ya que los resultados para $w = 15$ [cm] son los que presentan el mejor ajuste respecto a lo observado en el laboratorio. Los resultados anteriores se condicen con los resultados obtenidos para el caudal vertido en la Figura 7.8, nuevamente se considera una banda de error de $\pm 5\%$ y se observa que a partir de los 3 [L/s], el caudal vertido por los vertedero de altura 6 [cm] comienza a ser subestimado en un porcentaje mayor al 5% aumentando a medida que el caudal vertido aumenta alcanzando un error máximo de 1,6 [L/s] correspondiente a un 16,5% del caudal real. Estos resultados parecen estar asociados a la variación de energía existente entre los extremos del vertedero, ver Figura 7.5, y el aumento abrupto de la variación de energía en los vertedero de 6 [cm] de altura, puede estar relacionado al aumento de la velocidad de aproximación y carga sobre un vertedero de pared más baja al

aumentar el caudal del canal principal, además existe una pérdida singular en el vertedero ya que el umbral es de arista viva, lo que también influye en la precisión de los resultados al considerar que se mantiene constante la energía específica.

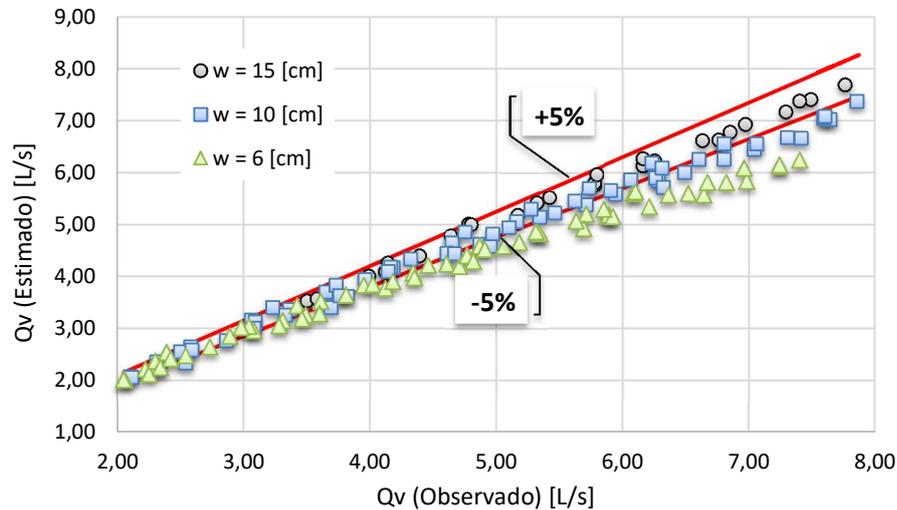


Figura 7.8. Caudales vertidos estimados mediante el método de De Marchi versus caudales vertidos observados.

La Tabla 7.2 presenta las variables estadísticas de dispersión del conjunto de datos para los coeficientes de descarga y caudales vertidos estimados, la raíz del error cuadrático medio (RMSE en adelante), el error medio absoluto (MAE en adelante) y el error porcentual medio (MAPE en adelante). Además se presenta el máximo error obtenido del conjunto.

Tabla 7.2. Variables de dispersión del coeficiente de descarga y caudal vertido estimados.

Variable	RMSE	MAE	MAPE	Máx. e
C_m	0,019	0,015	2,37%	0,063
Q_v [L/s]	0,40	0,28	5,08%	1,16

Para conocer en detalle los valores y resultados presentados ver la Tabla D - 2 del anexo D.

Para verificar la capacidad de la ecuación (7.3) para predecir el caudal vertido por un vertedero lateral se utiliza un nuevo set de datos de acuerdo con lo detallado en el anexo F sección F.1.4, correspondientes al estudio de Bagheri et al. (2014b), los cuales se detallan en la Tabla D - 3 del anexo D y cuyas características del canal y vertederos utilizados se detallan en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3. Rangos de variables estudio de validación de resultados Bagheri et al. (2014b)

Variable	Presente estudio	Bagheri et al. (2014b)
Longitud del canal principal [m]	4	8
Ancho del canal principal (b), [m]	0,15	0,40
Caudal vertido (Q_v), [L/s]	2,01 – 7,69	1,2 – 29,5
Largo del vertedero lateral (L), [cm]	30, 40, 50, 60	20, 30, 40, 50, 60
Altura del vertedero lateral (w), [cm]	6, 10, 15	5, 10, 15
Número de Froude (F_1)	0,09 – 0,86	0,08 – 0,91

Los resultados obtenidos para la estimación del caudal vertido del set de datos de validación se presentan en la Figura 7.9.

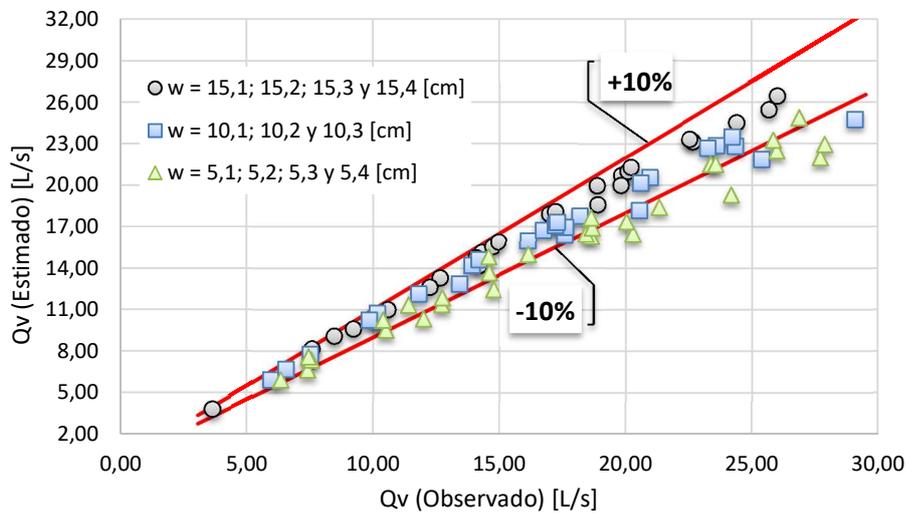


Figura 7.9. Caudales vertidos estimados para el set de datos de validación.

Para los resultados del caudal vertido estimado presentados en la Figura 7.9 se considera una banda de error de $\pm 10\%$. Nuevamente para vertederos de altura de pared del rango de 5 [cm], el modelo subestima el caudal vertido alcanzado errores superiores al 10%, pero por otro lado para los vertederos con alturas del rango de 10 y 15 [cm] los resultados obtenidos para el caudal vertido estimado son satisfactorios.

La Tabla 7.4 presenta las variables estadísticas de dispersión del conjunto de datos para el caudal vertido estimado correspondiente al set de datos de validación, el valor de RMSE, MAE y MAPE son presentados junto con el máximo error obtenido en el conjunto.

Tabla 7.4. Variables de dispersión del caudal vertido estimado del conjunto de validación.

Variable	RMSE	MAE	MAPE	Max e
Q_v [L/s]	1,67	1,13	6,11%	5,70

Se obtiene un error porcentual medio de un 6,11% correspondiente a un caudal de 1,13 [L/s] y un error máximo de caudal vertido de 5,70 [L/s].

Se debe considerar que el modelo construido y utilizado en el presente estudio presenta limitaciones experimentales debido a sus dimensiones y capacidades de caudal, por lo tanto obtener estos resultados de validación a partir de un set de datos medidos en un equipo de características mayores tanto en sus dimensiones como en su capacidad de caudal, permite validar hasta cierto punto no solo los resultados presentados sino también la funcionalidad del equipo construido, sin embargo, de igual forma es conveniente y necesario realizar mejoras tanto en el equipo de tal forma de aumentar la precisión de la toma de datos, como también una nueva verificación de la capacidad de predicción de la ecuación utilizando mediciones realizadas en modelos aún mayores o de preferencia utilizando mediciones realizadas en terreno.

Los resultados para el coeficiente de descarga estimado mediante la ecuación (7.3) son comparados con las ecuaciones detalladas en la sección 2.3.7.2 del capítulo 2, de las cuales se presenta en la Tabla 7.5 los valores y rangos de las variables de cada estudio. La Figura 7.10a presenta el valor del coeficiente de descarga estimado por cada una de las ecuaciones versus el valor del número del número de Froude aguas arriba del vertedero lateral y la Figura 7.10c presenta el valor del coeficiente de descarga estimado por cada ecuación versus la razón w/y_1 .

De acuerdo a los resultados de la Figura 7.10a, el coeficiente de descarga obtenido en el presente estudio no se correlaciona de manera lineal con el número de Froude aguas arriba del vertedero, sino que más bien su valor prácticamente permanece constante a diferencia de los resultados obtenidos por los otros autores.

Al mostrar un detalle de la relación C_m versus F_1 , pero esta vez discriminando por altura de vertedero, en la Figura 7.10b se obtiene que para la altura 15 [cm] los resultados presentan una misma tendencia pero todos desplazados unos de otros, mientras que para vertederos de altura igual a 6 [cm] la tendencia de la ecuación propuesta es diferente a la tendencia presentada por los otros estudios. Mientras las demás ecuaciones presentan una disminución del coeficiente de descarga al aumentar el número de Froude, la ecuación propuesta mantiene el valor de sus coeficientes. Algo parecido se muestra en el detalle de la relación C_m versus w/y_1 presentado en la Figura 7.10d, en donde para el vertedero de altura 15 [cm] las tendencias son las mismas pero desplazadas unas de otras mientras que para los vertederos de altura 6 [cm] la ecuación propuesta presenta una tendencia lineal, y las demás ecuaciones muestran un comportamiento ramificado, donde las cuatro ramificaciones formadas corresponden a los resultados de cada uno de los 4 largos de vertedero probados.

La diferencia en el comportamiento por parte de los vertederos de altura 6 [cm] se atribuye al hecho de que los vertederos utilizados en el presente estudio para desarrollar la ecuación, son vertederos de pared intermedia y no de pared delgada como los usados en los demás estudios, por lo tanto es posible que los cambios en la distribución de velocidades y presiones sobre el umbral del vertedero cambien de manera significativa para vertederos de pared de altura 6 [cm] alterando la concordancia de los resultados reales con respecto a la teoría y los demás modelos.

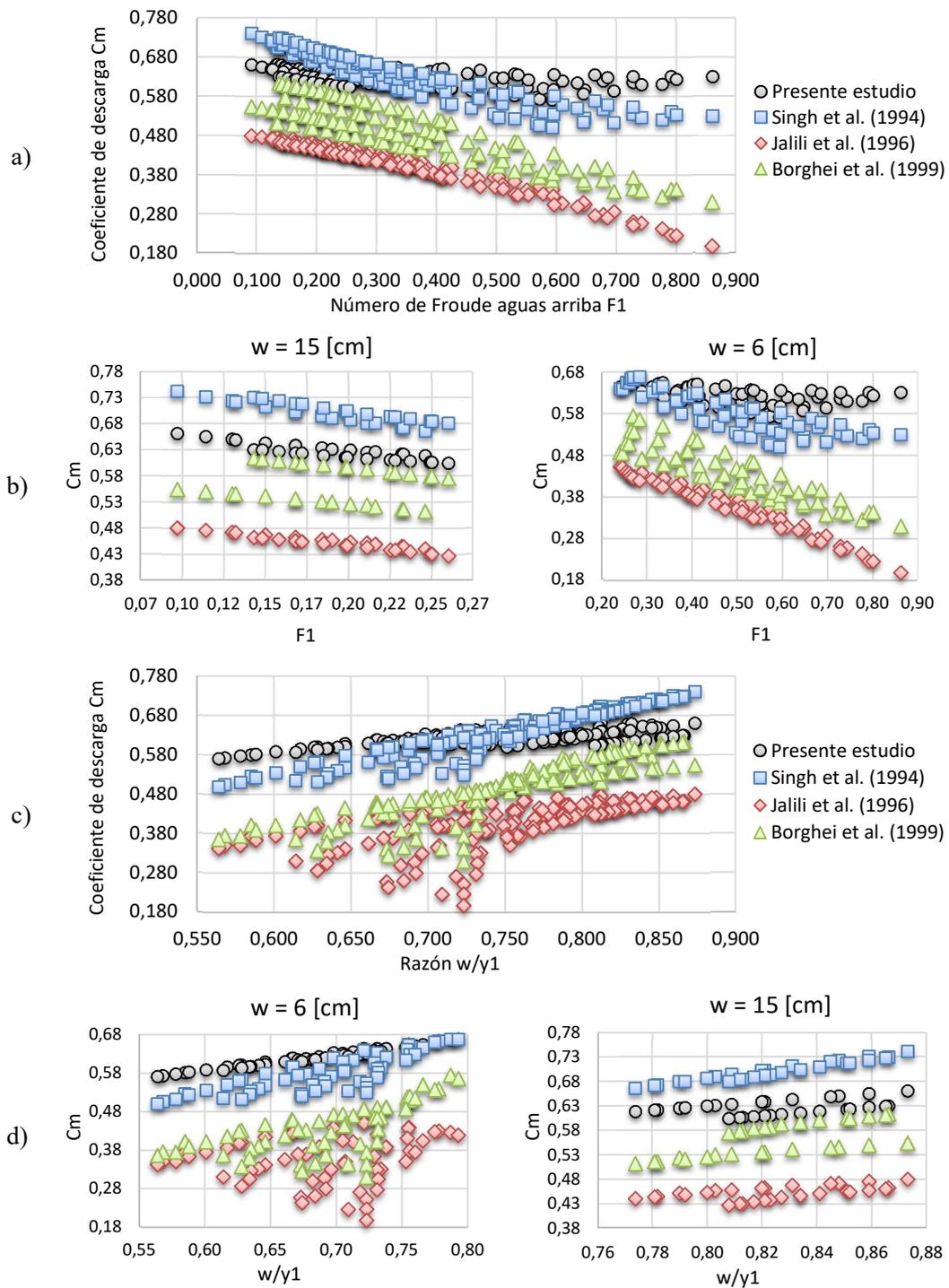


Figura 7.10. a) Coeficiente de descarga versus número de Froude aguas arriba del vertedero lateral, b) Detalle del comportamiento de F_1 en vertederos con $w = 6$ y 15 [cm], c) Coeficiente de descarga versus razón w/y_1 , d) Detalle del comportamiento de w/y_1 en vertederos con $w = 6$ y 15 [cm]

De acuerdo a la literatura (Sotelo Ávila, 1997) para poder ignorar la relevancia de la velocidad de aproximación al vertedero se necesita que la pared se pueda considerar como una pared alta,

y las hipótesis además consideran que la velocidad de encuentro con el vertedero es normal al mismo, lo cual difícilmente se cumple para rangos altos de velocidades y que el perfil de velocidad tiene una distribución conocida, la cual se considera constante para poder asumir que la presión sobre el umbral del vertedero tiene una distribución hidrostática, lo cual se aleja de la realidad ante vertederos de pared intermedia en donde la presión entre el umbral del muro y la napa es desconocida pero la cual se sabe afecta la forma de la napa y altera el comportamiento de la descarga respecto al comportamiento de los vertederos de pared delgada. Por lo tanto, para los vertederos de pared con altura de 6 [cm] se cree que el fenómeno se aleja de manera considerable de los supuestos y comportamiento propios de los vertederos de pared delgada, lo que provoca la diferencia de comportamiento en los resultados anteriores, mientras que para los vertederos de pared con altura de 10 y 15 [cm] estas discrepancias se vuelven prácticamente despreciables, lo cual tiene como resultado comportamientos similares en la descarga y tendencias similares entre los modelos independiente del espesor de la pared. Para poder verificar lo descrito anteriormente de manera cualitativa, sería necesario diseñar vertedero de pared delgada con alturas de vertedero inferiores o iguales a 6 [cm] para el canal, y comparar los resultados del comportamientos entre ambos tipos.

Tabla 7.5. Rangos de variables de los estudios comparados desarrollados mediante el método de De Marchi

Variable	Presente estudio	Singh et al. (1994)	Jalili et al. (1996)	Borghei et al. (1999)
Longitud del canal principal, [m]	4	23	12	12
Ancho del canal principal (b), [m]	0,15	0,25	0,30	0,30
Altura del canal principal (y_1), [m]	0,25	0,35	-	0,50
Caudal de entrada (Q_1), [L/s]	2,67 – 9,67	10 – 14	35 - 100	35 - 100
Largo del vertedero lateral (L), [cm]	30, 40, 50, 60	10, 11, 12, 13, 15, 16, 18, 20	20, 30, 45, 75	20, 30, 45, 70
Altura del vertedero lateral (w), [cm]	6, 10, 15	6, 8, 10, 12	1, 10, 19	1, 10, 19
Número de Froude (F_1)	0,09 – 0,86	0,20 – 0,45	0,1 – 2	0,1 – 0,9
Razón (w/y_1)	0,56 – 0,87	0,40 – 0,90	0,01 – 0,9	0,01 – 0,9
Razón (L/b)	2,00; 2,67; 3,33; 4,00	-	-	0,67; 1,00; 1,50; 2,33
Pendiente del canal S_0 (%)	0	0	-0,5; 0,0; 0,5; 1,25; 2,5	-0,5; 0,0; 0,5; 1,0
Tipo de pared del vertedero	Intermedia (e = 1 [cm])	Delgada	Delgada	Delgada
Número de ensayos	150	<150	480	253

Por otro lado los resultados obtenidos mediante la ecuación del presente estudio, se corresponden de mayor y mejor manera con los resultados de Singh et al. (1994) que con los otros dos estudios, lo cual debiese ser una buena señal respecto al trabajo realizado en el presente estudio considerando que las similitudes existentes entre ambos estudios en términos

de rangos de variables utilizadas son mayores con respecto a este estudio que con respecto a los otros dos, a excepción de algunas como los largos de vertedero probados, el tipo de pared del vertedero, y el rango de caudal de entrada al canal aunque estos últimos son mucho más cercanos entre sí, que respecto a los otros dos estudios considerados. Una buena validación de la capacidad de estimación de la ecuación propuesta en el presente estudio, sería utilizar los datos medidos en el estudio de Singh et al. (1994) y observar el comportamiento de los resultados estimados.

7.4.2. Método de Domínguez

Los resultados presentados en esta sección consideran los supuestos e hipótesis adoptados por Domínguez para su desarrollo matemático en la estimación del caudal vertido por un vertedero lateral el cual es detallado en la sección 2.3.3 del capítulo 2. Para obtener el valor del coeficiente de descarga del vertedero, se sigue el procedimiento detallado en la sección 2.3.7.3 del capítulo 2. Los resultados obtenidos para el coeficiente de descarga de Domínguez a partir de los ensayos de laboratorio realizados, junto con la propagación de error de cada una de las mediciones del coeficiente de descarga se presentan en la Figura 7.11.

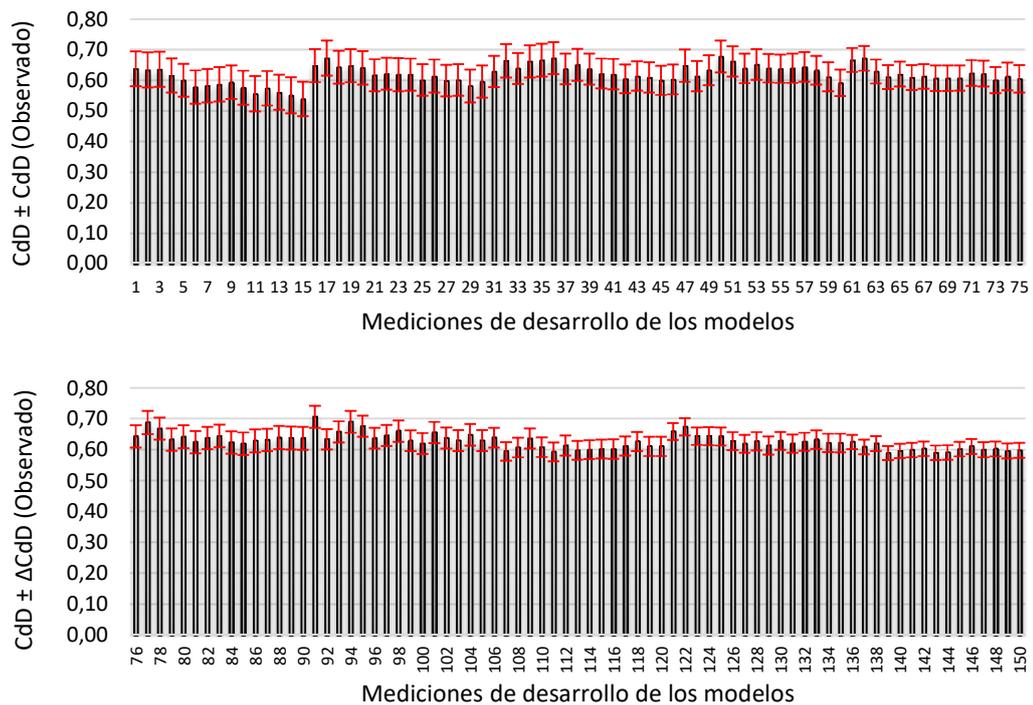


Figura 7.11. Gráfico de barras de error del coeficiente de descarga de Domínguez calculado.

A partir de las ecuaciones presentadas en la sección 2.3.7.3 desarrolladas por diferentes autores se concluye que para uso práctico en el diseño de vertederos laterales en régimen subcrítico, es mejor que el coeficiente de descarga sea dependiente de las condiciones aguas abajo del

vertedero, por lo cual se analizó la correlación y ajuste existente entre el coeficiente de descarga y las siguientes variables adimensionales:

- Número de Froude aguas abajo del vertedero F_2 .
- Relación entre w/y_2 y w/h_2 .
- Relación entre L/y_2 y L/h_2 .
- Relación entre L/b .

A partir de los resultados del análisis de varianza de la regresión lineal múltiple presentados en la sección F.3 del anexo F se concluyó que los adimensionales que realizan un real aporte a modelo para estimar el coeficiente de descarga de Domínguez son dos y corresponden a w/y_2 y L/b .

La ecuación obtenida a partir del modelo de regresión lineal múltiple es la siguiente:

$$C_{dD} = 0,273 + 0,234 \left(\frac{w}{y_2} \right) - 0,018 \left(\frac{L}{b} \right) \quad (7.4)$$

Una ecuación para estimar el coeficiente de descarga de un vertedero lateral con flujo subcrítico en el vertedero que este en función solo de las condiciones de flujo aguas abajo del vertedero simplifica mucho el cálculo de estimación del caudal vertido por el vertedero, la ecuación (7.4) está en función de la altura total del flujo en la sección final del vertedero y_2 , de la geometría del vertedero L y w y de la geometría del canal principal b , ver las variables en la Figura 2.5.

Con el fin de verificar la bondad de ajuste del modelo a los resultados observados del coeficiente de descarga y el caudal vertido por el vertedero se presentan la Figura 7.12 correspondiente al coeficiente de descarga de Domínguez estimado versus el coeficiente observado y la Figura 7.13 correspondiente al caudal vertido estimado versus el observado.

La comparación de los resultados para el coeficiente de descarga estimados en la Figura 7.12 considera una banda de error de $\pm 5\%$, y en la cual es posible apreciar subestimación del coeficiente de descarga para vertedero de alturas de 6 y 10 [cm] para valores de coeficientes mayores a 0,39, mientras que para valores de altura de vertedero 15 [cm], los resultados del coeficiente de descarga son levemente sobreestimados en el rango de valores de 0,37 a 0,40, pero en porcentajes próximos al 5%.

Los resultados del caudal vertido presentados en la Figura 7.13 consideran una banda de error de $\pm 5\%$ siendo estos satisfactorios a lo largo de todo el rango de caudales graficados. Por lo tanto se valida la bondad de ajuste del modelo utilizando el método de Domínguez respecto al set de datos medidos y usados para su desarrollo.

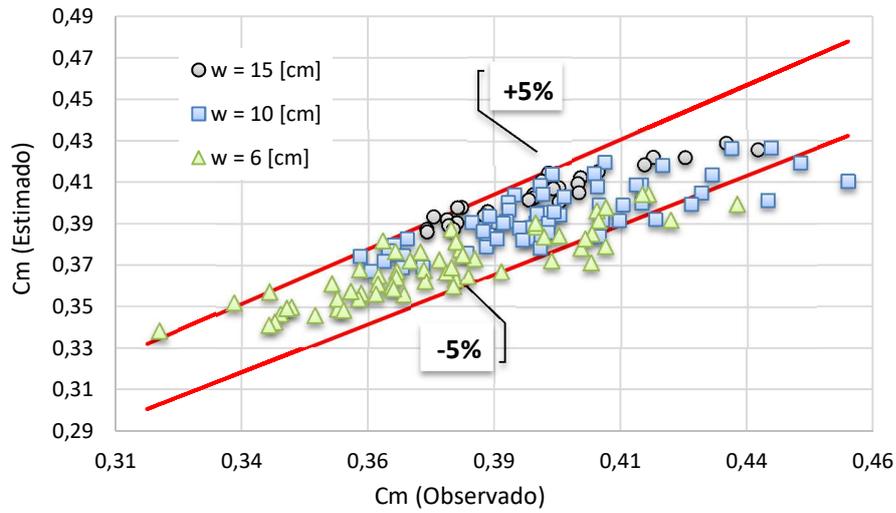


Figura 7.12. Coeficientes de descarga de Domínguez estimados versus observados.

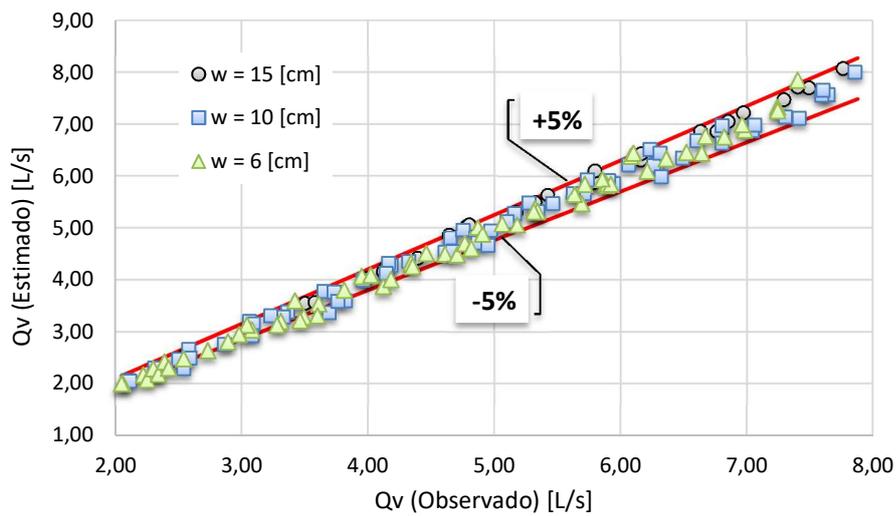


Figura 7.13. Caudales vertidos estimados mediante el método de Domínguez versus caudales vertidos observados.

La Tabla 7.6 presenta las variables estadísticas de dispersión del conjunto de datos para los coeficientes de descarga y caudales vertidos estimados, el valor de RMSE, MAE y MAPE son presentados junto con el máximo error obtenido en el conjunto.

Tabla 7.6. Variables de dispersión del coeficiente de descarga y cauda vertido estimados

Variable	RMSE	MAE	MAPE	Máx. e
C_{wD}	0,013	0,010	2,63%	0,044
Q_v [L/s]	0,15	0,12	2,63%	0,45

El error porcentual medio de ambos conjuntos de datos es de 2,63%, siendo el error máximo obtenido respecto a la estimación del caudal vertido de 0,45 [L/s].

Para conocer en detalle los valores y resultados presentados ver la Tabla D - 4 del anexo D.

Para validar la ecuación (7.4) y verificar su capacidad de predicción del caudal vertido por un vertedero lateral al usarla junto a la ecuación de Domínguez se utiliza un nuevo set de datos de acuerdo con lo detallado en el anexo F sección F.1.4, correspondientes al estudio de Bagheri et al. (2014b), los cuales se detallan en la Tabla D - 3 del anexo D y cuyas características del canal y vertederos utilizados se detallan en la Tabla 7.3.

Los resultados obtenidos para la estimación del caudal vertido del set de datos de validación se presentan en la Figura 7.14.

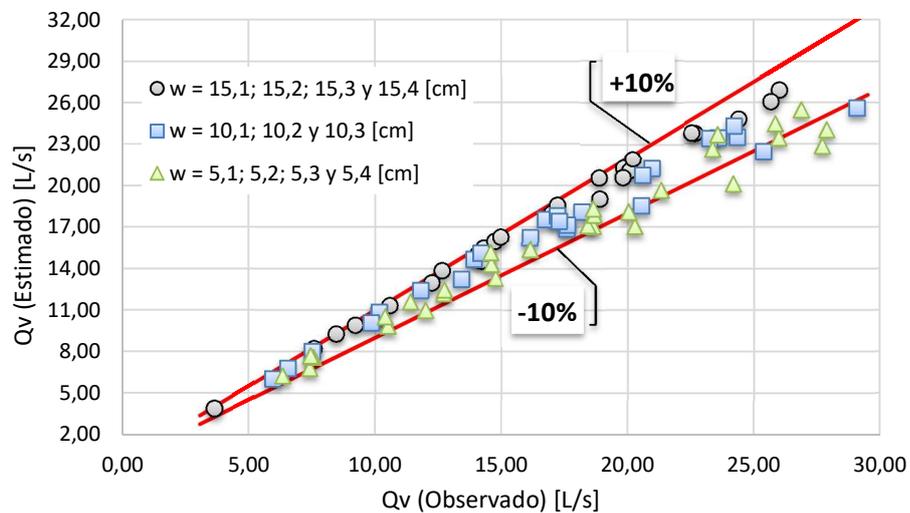


Figura 7.14. Caudales vertidos estimados para el set de datos de validación.

Para los resultados del caudal vertido estimado presentados en la Figura 7.14Figura 7.9 se considera una banda de error de $\pm 10\%$. De acuerdo a los resultados obtenidos, los caudales vertidos en vertederos de altura de pared del rango de 15 [cm] son levemente sobreestimados pero con resultados próximos o inferiores a un 10% de error, mientras que a medida que se aumenta la altura de la pared, los resultados comienzan a verse subestimados, teniendo resultados para vertederos de pared de 6 [cm] con errores mayores al 10%.

La Tabla 7.4 presenta las variables estadísticas de dispersión del conjunto de datos para el caudal vertido estimado correspondiente al set de datos de validación, el valor de RMSE, MAE y MAPE son presentados junto con el máximo error obtenido en el conjunto.

Tabla 7.7. Variables de dispersión del caudal vertido estimado del conjunto de validación.

Variable	RMSE	MAE	MAPE	Max e
Qv [L/s]	1,36	0,98	5,58%	4,82

Se obtiene un error porcentual medio de un 5,58% correspondiente a un caudal de 0,98 [L/s] y un error máximo de caudal vertido de 4,82 [L/s].

Los resultados obtenidos para la estimación del coeficiente de descarga mediante la ecuación (7.4) y para la estimación del caudal vertido mediante el método de Domínguez permiten validar la capacidad de predicción del modelo al estimar el caudal vertido con una precisión considerablemente buena sobre todo para los vertederos de alturas de 10 y 15 [cm] considerando además un rango de caudales vertidos mayor, medidos en un equipo de mayores dimensiones respecto al utilizado para en el set de datos del desarrollo del modelo, sin embargo sería conveniente someter a más pruebas el modelo de tal forma de poder validar la capacidad predictiva de la ecuación de preferencia con mediciones de terreno, dado que el canal utilizado para su desarrollo presenta claras limitaciones tanto geométricas como de capacidad de caudal para el desarrollo de ecuaciones sin una verificación minuciosa de su capacidad de predicción.

Los resultados de la ecuación (7.4) son comparados con las ecuaciones presentadas en la sección 2.3.7.3 las cuales son propuestas en el libro de Domínguez (1999). La Figura 7.15a presenta el valor del coeficiente de descarga de Domínguez obtenido con cada ecuación en función de la altura de escurrimiento sobre el umbral del vertedero en la sección final del mismo, es decir h_2 .

Es importante recordar que los ensayos del presente estudio, fueron realizados en vertederos de pared intermedia con espesor de 1 [cm]. Al analizar los resultados obtenidos se ve que no existe prácticamente correlación con la ecuación de Engels, ya que los valores del coeficiente de descarga estimados por su ecuación son menores y presentan una tendencia en aumento al aumentar la altura h_2 a diferencia de la tendencia del presente estudio. Por otro lado la correlación entre los resultados obtenidos por las ecuaciones de González y Balmaceda respecto a los resultados del presente estudio son interesantes, para ello es necesario ver el detalle de los resultados en la Figura 7.15b que se presentan diferenciando los vertederos por altura de pared. Al considerar los vertederos de altura 6 [cm] se observa que existe una misma tendencia y también cierta proximidad entre los resultados del presente estudio y la ecuación de González y Balmaceda para vertederos de pared intermedia, mientras que para alturas de vertedero de 10 y 15 [cm] los resultados obtenidos se correlacionan mejor con la ecuación de Balmaceda y González obtenida para vertederos de pared delgada, por lo tanto, a partir de los resultados es posible concluir que efectivamente los vertederos de pared intermedia ensayados en el presente estudio con alturas de pared de 10 y 15 [cm], tienen un comportamiento muy similar a los vertederos de pared delgada, mientras que a menores alturas de pared este comportamiento similar se va perdiendo, posiblemente debido a que aumenta la velocidad del vertimiento y producto de la presencia del umbral y la presión generada sobre el umbral junto con la acentuación de las pérdidas de energía debido al encuentro entre el flujo y el filo del umbral, la dinámica del flujo sobre el vertedero cambia, y por lo tanto cambia la relación existente entre las variables hidráulicas y el coeficiente de descarga, y en estos casos si es necesario contar con ecuaciones específicas de vertederos de descarga de pared intermedia. Las ecuaciones desarrolladas en este estudio, se desarrollaron considerando el comportamiento combinado anteriormente descrito, esta es posiblemente una razón contundente respecto a porque las ecuaciones del presente estudio al ser comparadas con ecuaciones desarrolladas en

vertederos laterales de pared delgada, no son consistentes en sus resultados entre sí en todo el rango de las variables consideradas. Una buena forma de verificar lo antes dicho sería construyendo vertederos de pared delgada y estudiando su comportamiento en el equipo utilizado en el presente estudio, de forma de poder comparar y verificar lo que aquí de manera implícita se considera que ocurre con el comportamiento de la descarga.

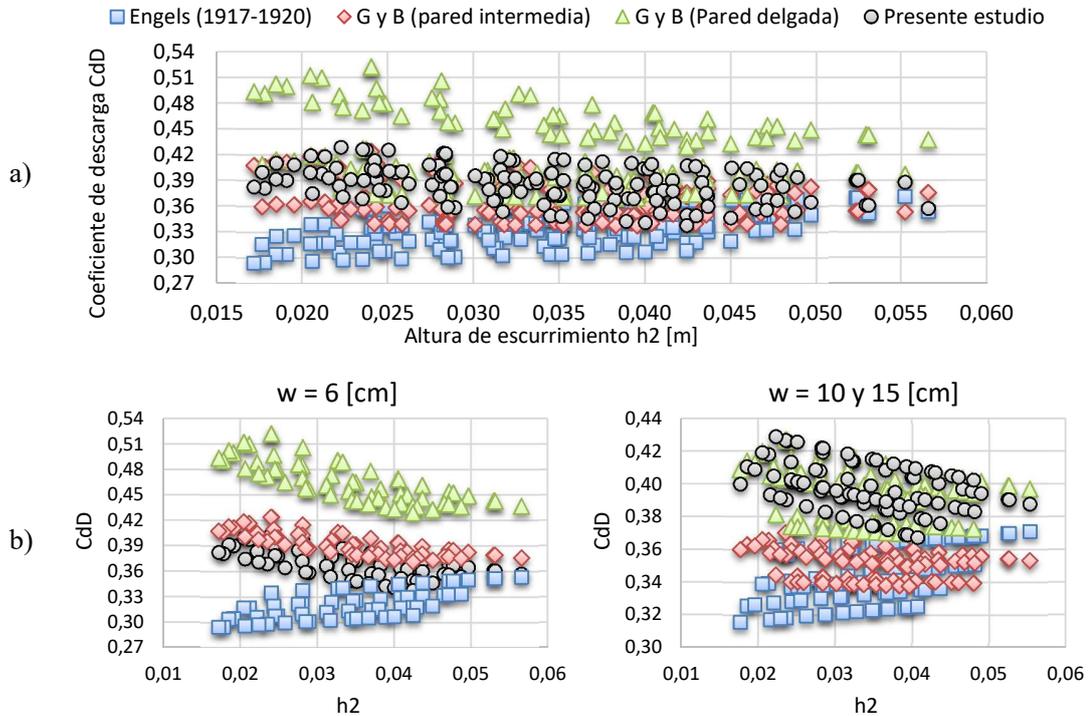


Figura 7.15. a) Coeficientes de descarga versus altura de escurrimiento final sobre el vertedero h_2 , b) Detalle del comportamiento de C_{dD} respecto a h_2 diferenciando por altura del vertedero.

CAPÍTULO 8

8. GUÍA DE LABORATORIO VERTEDERO LATERAL

8.1. Introducción

Un flujo espacialmente variado con caudal decreciente corresponde a aquel flujo en el cual el caudal disminuye con la posición. Las obras hidráulicas conocidas como vertederos laterales son ampliamente usadas para la derivación de caudales y son un ejemplo clásico de flujos con caudal decreciente. Para el diseño de este tipo de obras hidráulicas, es de interés comprender la relación entre el caudal vertido por el vertedero y sus propiedades geométricas.

La Figura 8.1 presenta las variables a considerar en el estudio del fenómeno.

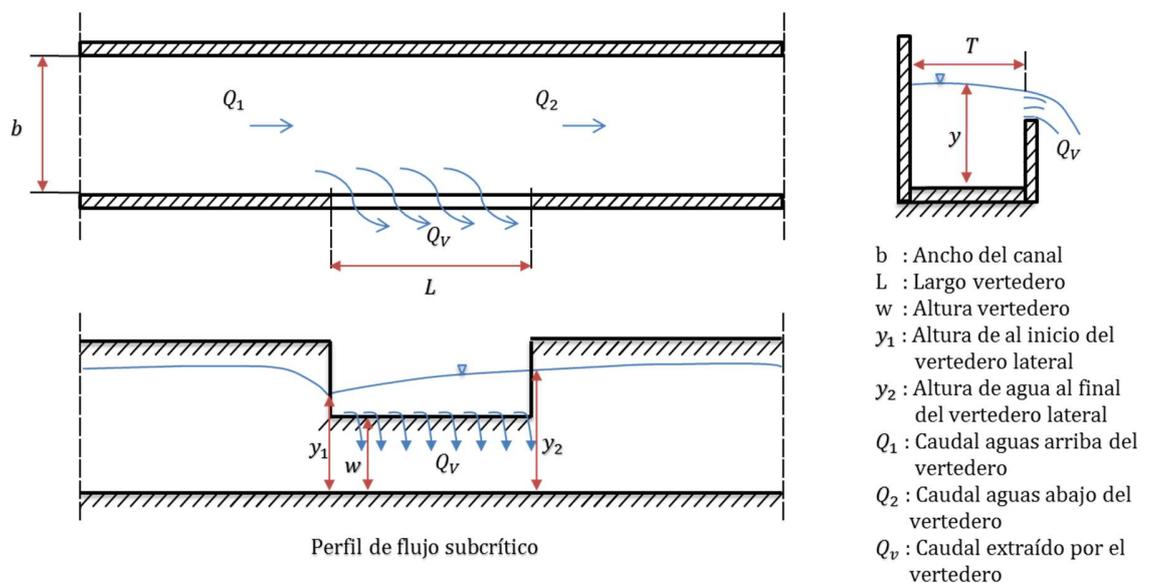


Figura 8.1. Variables a considerar para el estudio de un vertedero lateral

8.2. Objetivos

- Apreciar visualmente el comportamiento de un flujo en régimen subcrítico, supercrítico y mixto ante la presencia de un vertedero lateral.

- Para vertederos en régimen subcrítico realizar mediciones de caudal aguas arriba y aguas abajo del vertedero y medir alturas de escurrimiento al inicio y al final del vertedero.
- Calcular el caudal vertido observado, la energía específica aguas arriba y aguas abajo del vertedero, el número de Froude al inicio del vertedero y los parámetros adimensionales w/y_1 , w/y_2 , L/b , L/y_1 para cada medición.
- Calcular el coeficiente de descarga observado para el vertedero a partir de la ecuación de Domínguez y a partir de la ecuación de De Marchi.
- Estimar el coeficiente de descarga mediante las ecuaciones propuestas en el marco teórico.
- Estimar el caudal vertido por el vertedero mediante los modelos propuestos en el marco teórico.
- Comparar los resultados observados con las estimaciones de los modelos propuestos.
- Comparar los modelos para estimar el coeficiente de descarga, presentados en el marco teórico, con los modelos propuestos en la literatura.

8.3. Marco teórico

El vertedero lateral ha sido estudiado experimentalmente desde 1915 (Sotelo Ávila, 2002), pero a pesar de esto, no ha sido posible una solución analítica completa de las ecuaciones que gobiernan el flujo, por lo cual las soluciones actuales se limitan solo a ciertos rangos de algunas de las muchas variables involucradas en el fenómeno. El uso de estos métodos aproximados y ecuaciones empíricas de manera arbitraria, puede producir errores significativos en el cálculo del caudal vertido y de las alturas de escurrimiento sobre el vertedero.

La altura de escurrimiento a lo largo del vertedero varía con la distancia a lo largo del eje longitudinal del canal, dependiendo del tipo de régimen que exista antes y después del vertedero se pueden formar tres tipos de perfiles de flujo en el vertedero, llamados perfil subcrítico, perfil supercrítico y perfil mixto, es importante conocer el comportamiento hidráulico y las características de cada uno de los perfiles, para lo cual se aconseja revisar la literatura recomendada al final del marco teórico.

8.3.1. Método de Domínguez

Para estimar el caudal vertido por un vertedero lateral, es posible aplicar la ecuación desarrollada por Domínguez (1999), cuando se tiene un modelo adecuado para estimar el valor del coeficiente de descarga.

$$Q_v = C_{aD} L \sqrt{2g} (y_2 - w)^{3/2} \quad (8.1)$$

Donde:

Q_v	: Caudal vertido, en [m ³ /s].
C_{dD}	: Coeficiente de descarga de Domínguez para el vertedero lateral.
g	: Aceleración de gravedad, [m/s ²].
y_2	: Altura de escurrimiento al final del vertedero, [m].
w	: Altura del vertedero lateral, [m].
L	: Largo del vertedero lateral, [m].

La ecuación simplifica el comportamiento del eje hidráulico a lo largo del vertedero considerando un eje hidráulico lineal a lo largo del vertedero (Domínguez, 1999).

Para estimar el coeficiente de descarga del método de Domínguez, se propone la siguiente ecuación:

$$C_{dD} = 0,273 + 0,234 \left(\frac{w}{y_2} \right) - 0,018 \left(\frac{L}{b} \right) \quad (8.2)$$

Donde:

F_1	: Número de Froude en la sección al inicio del vertedero.
b	: Ancho del canal principal, [m].
L	: Longitud del vertedero, [m].
y_2	: Altura de escurrimiento al final del vertedero, [m].
w	: Altura del vertedero lateral, [m].

Las unidades de las variables en la ecuación (8.2) deben ser consistentes, de manera que la ecuación del coeficiente de descarga sea adimensional, además la ecuación es válida para un perfil de flujo subcrítico en el vertedero lateral.

Este modelo para estimar el caudal vertido por el vertedero lateral tiene la ventaja de ser simple, ya que solo se necesita conocer el valor de la altura de escurrimiento al final del vertedero y la geometría del vertedero, la mayor dificultad al usarlo para el diseño radica en tener un modelo adecuado para estimar el coeficiente de descarga del vertedero que sea consistente con la ecuación común de Domínguez y las condiciones hidráulicas del diseño.

8.3.2. Método de De Marchi

Uno de los modelos más estudiados para vertederos laterales rectangulares corresponde a la solución analítica desarrollada por De Marchi en 1934, quien para su desarrollo consideró la energía específica constante a lo largo del vertedero, es decir, la pendiente de fricción es igual a la pendiente de fondo del canal $S_0 = S_f$, entre otros supuestos. Nuevamente para obtener buenos resultados del modelo, se requiere estimar adecuadamente el valor del coeficiente de descarga de De Marchi para el vertedero lateral. La ecuación (8.3) corresponde a la ecuación de De Marchi.

$$L = \frac{3b}{2C_m\sqrt{\alpha}} \left[\phi_{m2} \left(\frac{y_2}{E} \right) - \phi_{m1} \left(\frac{y_1}{E} \right) \right] \quad (8.3)$$

Donde ϕ_m corresponde a lo siguiente:

$$\phi_m \left(\frac{y}{E} \right) = \frac{2 - 3 \left(\frac{w}{E} \right)}{1 - \left(\frac{w}{E} \right)} \sqrt{\frac{1 - \left(\frac{y}{E} \right)}{\left(\frac{y}{E} \right) - \left(\frac{w}{E} \right)}} - 3 \sin^{-1} \sqrt{\frac{1 - \left(\frac{y}{E} \right)}{1 - \left(\frac{w}{E} \right)}}$$

Los subíndices 1 corresponden a valor de la variable en la sección al inicio del vertedero y los subíndices 2 corresponden al valor de la variable en la sección al final del vertedero.

Donde:

- E : Energía específica en la sección correspondiente, [m].
- C_m : Coeficiente de descarga de De Marchi del vertedero.
- b : Ancho del canal principal, [m].
- L : Longitud del vertedero lateral, [m].
- y_i : Altura de escurrimiento en la sección correspondiente, [m].
- w : Altura del vertedero lateral, [m].

El procedimiento de cálculo del caudal vertido por el vertedero utilizando la ecuación de De Marchi es el siguiente:

1. Se tiene como dato el valor de y_2 y Q_2 , correspondientes a las condiciones de flujo aguas abajo del vertedero los cuales son medidos experimentalmente, L que es el largo del vertedero, w que es la altura del vertedero y b que es el ancho del canal principal, dados por diseño.
2. Con los datos anteriores se calcula la energía específica aguas abajo del vertedero, la cual se considera constante a lo largo de todo el vertedero lateral $E_2 = E$.
3. Se obtiene el valor de C_m a partir de alguna de las expresiones empíricas para estimar el coeficiente de De Marchi, que se ajuste a las condiciones del flujo presentes en el vertedero.
4. Usando los valores de L , b , C_m , y_2/E y w/E , se reemplazan en la ecuación (8.3) y se despeja el valor de y_1/E .
5. Para obtener el valor del caudal Q_1 se estima a partir de la ecuación de energía específica expresada de la siguiente manera:

$$Q_1 = bE^{3/2} \frac{y_1}{E} \sqrt{2g \left(1 - \frac{y_1}{E} \right)}$$

6. Finalmente el caudal vertido se calcula como $Q_v = Q_1 - Q_2$.

Para estimar el coeficiente de descarga del método de De Marchi, se propone la siguiente ecuación:

$$C_m = 0,378 + 0,388 \left(\frac{w}{y_1} \right) + 0,015 \left(\frac{L}{b} \right) - 0,034 \left(\frac{L}{y_1} \right) \quad (8.4)$$

Donde:

- b : Ancho del canal principal, [m].
- L : Longitud del vertedero, [m].
- y_1 : Altura de escurrimiento al inicio del vertedero, [m].
- w : Altura del vertedero lateral, [m].

Las unidades de las variables en la ecuación (8.4) deben ser consistentes, de manera que la ecuación del coeficiente de descarga sea adimensional. La ecuación es válida para un perfil de flujo subcrítico en el vertedero lateral.

El marco teórico presentado en esta guía debe ser complementado con el estudio de los siguientes textos:

Libros de consulta:

- Dominguez, F. J. (1999). *Hidráulica*. Santiago: Editorial Universitaria.
- Gilberto Sotelo Ávila. Hidráulica de canales, primera edición 2002. Capítulo 6, secciones 6.1, 6.3.1, 6.3.2, 6.3.3, 6.3.4 y 6.3.5.
- Ven Te Show. Hidráulica de canales abiertos, traducción 2004. Capítulo 12.

Publicaciones:

- Bagheri, S., & Heidarpour, M. (2012). Characteristics of Flow over Rectangular Sharp-Crested side Weirs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 138: 541-547.
- Bagheri, S., Kabiri-Samani, A. R., & Heidarpour, M. (2014). Discharge Coefficient of rectangular sharp-crested side weirs Part II: Domínguez's method. *Flow Measurement and Instrumentation*, 116-121.
- Bagheri, S., Kabiri-Samani, A. R., & Heidarpour, M. (2014). Discharge coefficient of rectangular sharp-crested side weirs, Part I: Traditional weir equation. *Flow Measurement and Instrumentation*, 109-115.
- Borghei, S. M., Jalili, M. R., & Ghodsian, M. (1999). Discharge Coefficient for Sharp Crested Side Weir in Subcritical Flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1051-1056.
- Collinge, V. K. (1957). The discharge Capacity of Side Weirs. *ICE Proceedings, ICE*, Vol. 6: 288-304.
- Delkash, M., & Ebrazi Bakhshayesh, B. (2014). An Examination of Rectangular Side Weir Discharge Coefficient Equations under Subcritical Condition. *International Journal of Hydraulic Engineering*, 24-34.

- Emiroglu, M. E., Agaccioglu, H., & Kaya, N. (2011). Discharging Capacity of Rectangular Side Weirs in straight open channels. *Flow Measurement and Instrumentation*, 22, 319-330.
- Jalili, M. R., & Borghei, S. M. (1996). Discharge Coefficient of Rectangular Side Weirs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 122: 132-132.
- Singh, R., Manivannan, & Satyanarayana, T. (1994). Discharge Coefficient of Rectangular Side Weirs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 120: 814-819.

Trabajo de memoria:

- Bravo Corante, E. A. (2016). Diseño y construcción de un canal hidráulico con vertedero lateral para el Laboratorio de Hidráulica. Universidad Técnica Federico Santa María. Santiago, Chile. Capítulo 2 y Capítulo 7.

8.4. Desarrollo experimental

Usando el canal con vertedero lateral del Laboratorio realizar los siguientes procedimientos:

8.4.1. Observación de un perfil supercrítico y mixto en el vertedero

Se debe instalar en el canal un vertedero con altura de pared $w = 3 [cm]$, con esta pieza se deberán observar los tipos de perfil de flujo supercrítico y mixto en el vertedero. Para observar el perfil de flujo supercrítico se aumenta el caudal de entrada hasta que la altura de escurrimiento del flujo sobrepase la pared del vertedero y exista vertimiento, esto se debe hacer sin instalar el vertedero frontal del canal principal. Para observar el perfil de flujo mixto en el vertedero, se debe ubicar el vertedero frontal a una altura de 3,5 [cm] y aumentar el caudal de entrada hasta que se forme un resalto en el vertedero lateral.

El informe de laboratorio debe incluir una explicación cualitativa de las características y condiciones hidráulicas de cada uno de los perfiles observados. Se recomienda incluir apoyo fotográfico o figuras para las explicaciones y revisar los textos complementarios sugeridos en el marco teórico.

8.4.2. Coeficientes de descarga para vertederos laterales con flujo subcrítico

Las variables a medir durante la experiencia de laboratorio son las siguientes:

- Caudal de entrada al canal Q_1 : El caudal de entrada se mide de manera directa a través del caudalímetro. El instrumento entrega el caudal en unidades de [L/min].
- Altura de escurrimiento al inicio y_1 y al final y_2 del vertedero: Se miden de manera indirecta utilizando un pie de metro con el cual se toma la medida de profundidad p que va desde la ubicación del pie de metro a la superficie de escurrimiento del flujo, como lo presenta la Figura 8.2. Luego la altura de escurrimiento y_i se obtiene a partir

de la resta entre la altura total que va desde la ubicación del pie de metro hasta el fondo del canal $p_{i\ total}$ y la profundidad p_i medida. Para evitar errores de paralaje en las mediciones se debe procurar que el observador este a la altura del instrumento al realizar la medición. Con el fin de reducir el error aleatorio de las mediciones debido a las fluctuaciones de altura que existen en la superficie del escurrimiento, se recomienda repetir la medición de 3 a 5 veces y tomar el promedio de los resultados obtenidos como el resultado de la medición.

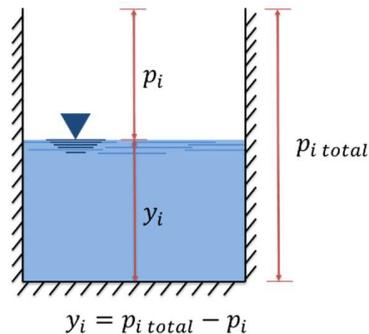


Figura 8.2. Esquema para medir alturas de escurrimiento en el vertedero.

- Caudal de salida del canal Q_2 : La medición del caudal de salida se realiza de manera indirecta por medio de un aforo volumétrico. El estanque ubicado al final del canal, tiene marcas que indican variaciones de volumen cada 10 [L] en el estanque. Utilizando un cronómetro, se toma el tiempo que demora el nivel de agua en aumentar un cierto volumen, luego el caudal será igual al cociente entre el cambio de volumen y el tiempo transcurrido. Para realizar la medición se recomienda considerar una variación de volumen mínima de 30 [L], ya que involucra un mayor tiempo de reacción lo que permite realizar la medición de manera eficaz. Se debe sacar todo el aire encerrado en la tubería antes de realizar las mediciones, llenando y vaciando una vez el estanque de manera de evitar errores al cronometrar el tiempo de llenado. Para evitar errores de paralaje se recomienda que el observador se ubique frente a la marca en la cual iniciara y terminara la medición del tiempo. Además para disminuir el error aleatorios producto del tiempo de reacción, se recomienda repetir la medición de 3 a 5 veces, considerando la misma variación de volumen en todas las repeticiones y tomando el tiempo promedio de las repeticiones como medida final del tiempo de llenado para calcular el caudal de salida.

Para la experiencia se deberán escoger 2 piezas diferentes de vertedero, a cada pieza se le realizaran mediciones para dos valores de pendiente de fondo del canal ubicados entre los valores de 0% a 1% de pendiente. Para cada pieza y valor de pendiente se realizaran 5 ensayos variando el caudal de entrada al canal, en cada ensayo se medirá el caudal de entrada 1 vez buscando un valor promedio aproximado mostrado por el caudalímetro, la altura de escurrimiento al inicio y al final del vertedero y el tiempo que tarda en llenarse 30 [L] el estanque al final del canal repitiendo la medición de cada variable de 3 a 5 veces, y tomando el promedio de estas mediciones como el valor final observado.

Para optimizar el tiempo en el laboratorio se recomienda preparar previamente una planilla de cálculo Excel como la que se presenta en la Figura 8.3 en donde uno de los integrantes del grupo pueda ir registrando de forma ordenada e inmediata las mediciones.

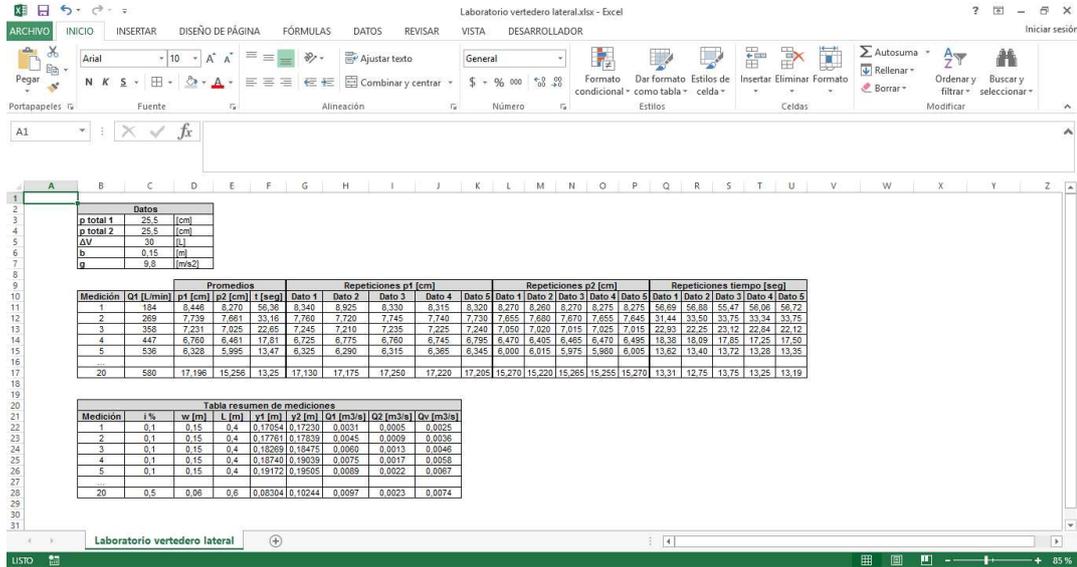


Figura 8.3. Planilla ejemplo para registro de datos durante el laboratorio.

En la Figura 8.3 se aprecian tres tablas con datos a modo de ejemplo que deben considerarse en la estructura de la planilla para un óptimo procedimiento. Se procede a explicar el contenido y estructura de manera individual. La Figura 8.4 presenta una tabla de datos generales para el laboratorio, p total 1 y p total 2 corresponden a la profundidad total que existe desde la ubicación del pie de metro hasta el fondo del canal al inicio y al final del vertedero, estos datos son necesarios para calcular las alturas de escurrimiento y_1 e y_2 , estas profundidades se consideran constantes para todas las mediciones a realizar y se recomienda considerar un valor igual a 25 [cm] más la altura de la base donde se ubica el pie de metro, ΔV corresponde a la variación de volumen ocurrida en el estanque al final del canal, durante un cierto tiempo que será medido para obtener el caudal de salida del canal, este debiese ser constante para todas las mediciones y no inferior a 30 [L], b corresponde al ancho del canal principal en [m] el cual es constante, y g corresponde a la aceleración de gravedad en $[m/s^2]$.

Datos		
p total 1	25,5	[cm]
p total 2	25,5	[cm]
ΔV	30	[L]
b	0,15	[m]
g	9,8	[m/s ²]

Figura 8.4. Ejemplo de tabla de datos generales a considerar para el desarrollo del laboratorio.

La Figura 8.5 presenta una tabla en la cual se ordenan los datos a medir que son, el caudal de entrada Q_1 en $[L/min]$ obtenido del caudalímetro, 5 mediciones para la profundidad p_1 y p_2 en [cm] y 5 mediciones del tiempo transcurrido para una acumulación de volumen ΔV en el

estaque al final del canal en [seg], junto con los promedios de estas tres últimas variables, los cuales corresponden al dato final a considerar en la medición.

Medición	Q1 [L/min]	Promedios			Repeticiones p1 [cm]					Repeticiones p2 [cm]					Repeticiones tiempo [seg]				
		p1 [cm]	p2 [cm]	t [seg]	Dato 1	Dato 2	Dato 3	Dato 4	Dato 5	Dato 1	Dato 2	Dato 3	Dato 4	Dato 5	Dato 1	Dato 2	Dato 3	Dato 4	Dato 5
1	184	8,446	8,270	56,36	8,340	8,925	8,330	8,315	8,320	8,270	8,260	8,270	8,275	8,275	56,69	56,88	56,47	56,06	56,72
2	269	7,739	7,661	33,16	7,760	7,720	7,745	7,740	7,730	7,655	7,680	7,670	7,655	7,645	31,44	33,50	33,75	33,34	33,75
3	358	7,231	7,025	22,65	7,245	7,210	7,235	7,225	7,240	7,060	7,020	7,015	7,025	7,015	22,93	22,25	23,12	22,84	22,12
4	447	6,760	6,461	17,81	6,725	6,775	6,760	6,745	6,795	6,470	6,405	6,465	6,470	6,495	18,38	18,09	17,85	17,25	17,50
5	536	6,328	5,995	13,47	6,325	6,290	6,315	6,365	6,345	6,000	6,015	5,975	5,980	6,005	13,62	13,40	13,72	13,28	13,35
...																			
20	580	17,196	15,256	13,25	17,130	17,175	17,250	17,220	17,205	15,270	15,220	15,265	15,255	15,270	13,31	12,75	13,75	13,25	13,19

Figura 8.5. Ejemplo de tabla para la toma de datos durante la experiencia de laboratorio.

Finalmente la Figura 8.6 presenta una tabla resumen vinculada a la tabla anterior en donde se agregan los datos de la pendiente del canal i , la altura del vertedero w y el largo del vertedero L , las alturas de escurrimiento al inicio y al final del vertedero que corresponden a $y = p$ total; $- p_i$, el caudal de salida Q_2 , que corresponde a $\Delta V/t_{promedio}$ en $[m^3/seg]$ y el caudal vertido Q_v que corresponde a la resta entre Q_1 y Q_2 . En esta última tabla se debe verificar que los datos estén todos en unidades del sistema internacional MKS para ser usados en las ecuaciones, por lo tanto, se debe hacer la transformación de unidades a cada una de las variables según corresponda. En total se deberán realizar 20 ensayos durante la experiencia de Laboratorio.

A partir de los datos medidos en cada ensayo se puede calcular la energía específica antes del vertedero E_1 y después del vertedero E_2 mediante la ecuación de energía específica, el número de Froude al inicio del vertedero F_1 , y los adimensionales w/y_1 , w/y_2 , b/L y L/y_1 necesarios para estimar el coeficiente de descarga.

Tabla resumen de mediciones								
Medición	i %	w [m]	L [m]	y_1 [m]	y_2 [m]	Q_1 [m3/s]	Q_2 [m3/s]	Q_v [m3/s]
1	0,1	0,15	0,4	0,17054	0,17230	0,0031	0,0005	0,0025
2	0,1	0,15	0,4	0,17761	0,17839	0,0045	0,0009	0,0036
3	0,1	0,15	0,4	0,18269	0,18475	0,0060	0,0013	0,0046
4	0,1	0,15	0,4	0,18740	0,19039	0,0075	0,0017	0,0058
5	0,1	0,15	0,4	0,19172	0,19505	0,0089	0,0022	0,0067
...								
20	0,5	0,06	0,6	0,08304	0,10244	0,0097	0,0023	0,0074

Figura 8.6. Ejemplo de tabla para el orden y correcto manejo de datos obtenidos durante la experiencia de laboratorio.

Con el fin de estudiar la eficiencia de predicción de los modelos propuestos para estimar el coeficiente de descarga, se compara el valor observado del coeficiente de descarga con el valor estimado mediante el modelo. El valor observado es obtenido al despejar el coeficiente de descarga de la ecuación (8.1) de Domínguez y de la ecuación (8.3) de De Marchi, mientras que los valores estimados se obtienen de la ecuación (8.2) y (8.4) correspondiente a los modelos. Los resultados estimados deben ser comparados gráficamente con los resultados observados con el fin del mostrar visualmente la bondad de ajuste de los modelos. Para estudiar la dispersión de los resultados se debe calcular la raíz del error cuadrático medio, el error medio absoluto y el error porcentual medio del conjunto de datos estimados.

Usando la ecuación de Domínguez y la ecuación de De Marchi y el modelo para el coeficiente de descarga estimado correspondiente, se estima un caudal vertido, estos resultados estimados

deben ser comparados gráficamente con los resultados observados del caudal vertido correspondiente a la resta entre los caudales de entrada y de salida medidos, con el fin del mostrar visualmente la bondad de ajuste de los modelos con los resultados. Para estudiar la dispersión de los resultados se debe calcular la raíz del error cuadrático medio, el error medio absoluto y el error porcentual medio del conjunto de datos estimados.

Finalmente se deben comparar los resultados obtenidos por los modelos propuestos para estimar los coeficientes de descarga, con modelos propuestos por la literatura u otros estudios realizados para vertederos laterales rectangulares en régimen subcrítico. Para realizar las comparaciones se debe procurar que los modelos sean concordantes en la ecuación utilizada, es decir, si el modelo se obtuvo a partir de la ecuación de Domínguez o a partir de la ecuación de De Marchi. Una posibilidad sería comparar los resultados para la ecuación de Domínguez con las ecuaciones propuestas por Domínguez (1999) de tanto de Engels como de Balmaceda y Gonzalez y comparar los resultados obtenidos con la ecuación de De Marchi con los resultados obtenidos por Singh et al. (1994), Jalili et al. (1996) y Borghei et al. (1999). Es responsabilidad de los alumnos indagar en los diferentes estudios realizados para obtener buenos resultados en la comparación de estudios. Analice las similitudes o diferencias existentes entre los modelos comparados.

Recuerde que se debe realizar un análisis cuantitativo y cualitativo de los resultados obtenidos en la experiencia de laboratorio justificando los errores obtenidos e incluyendo el cálculo de las medidas de dispersión de los resultados.

8.4.3. Medidas de dispersión

- Raíz del error cuadrático medio

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_{observado} - x_{estimado})^2}$$

- Error medio absoluto

$$MAE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |x_{observado} - x_{estimado}|$$

- Error porcentual medio

$$MAPE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left| \frac{x_{observado} - x_{estimado}}{x_{observado}} \right| * 100$$

Donde N es la cantidad total de datos considerados.

CAPÍTULO 9

9. GUÍA DE OPERACIÓN Y MANTENCIÓN DEL EQUIPO**9.1. Consideraciones para una correcta operación del equipo**

Un correcto uso del equipo permite las condiciones para garantizar la seguridad del equipo y del personal que hace uso del mismo, ya que exceder estos límites y condiciones puede afectar el funcionamiento óptimo del equipo o generes situaciones de riesgo o accidentes a la hora de hacer funcionar el canal.

9.1.1. Parámetros de operación del equipo

- Rango de pendiente de fondo: $S_0 = 0\% - 5\%$
- Rango de caudal de operación: $Q = 0,5 - 9,7$ [L/s]
- Variación del nivel de agua recomendado: $y = 0 - 22,5$ [cm]

Para pendientes mayores al 1% con escurrimientos en régimen de torrente, los vertederos laterales no deben ser usados con caudales mayores a los 5 [L/s] ya que el agua puede comenzar a verterse fuera del estanque de almacenamiento debido a su velocidad.

9.1.2. Puesta en marcha y funcionamiento del equipo

Antes de poner en funcionamiento el equipo, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Limpiar el área de trabajo, asegurarse que el piso esté limpio y seco y que los estanques estén limpios, libres de basura o algún otro tipo de material que puedan caer dentro de ellos o que se encuentre dentro de ellos pudiendo dañar el equipo al ponerlo en marcha.
- Verificar que el nivel de agua dentro del estanque de almacenamiento se encuentre a la altura de la tubería de 63 [mm] que lo une al estanque volumétrico, de tal forma de asegurar el correcto funcionamiento de la bomba.
- Verificar que no exista ningún tipo de fuga en el equipo, tanto en los estanques como en las conexiones.
- Verificar que la válvula de compuerta de la bomba, no se encuentre completamente abierta, para que la impulsión al iniciar el sistema sea controlada.
- Verificar que las válvulas entre el estanque volumétrico y el estanque de almacenamiento estén abiertas.
- Verificar que el cable eléctrico de la bomba y el caudalímetro no estén dañados.
- Ajustar el vertedero frontal del canal en caso de ser necesario.
- Conectar el cable de corriente del canal y encender el equipo en su interruptor.

9.1.3. Apagado del equipo

Luego de haber finalizado el laboratorio se debe realizar lo siguiente:

- Apagar el equipo desde el interruptor y desconectar el cable de suministro de corriente.
- Soltar el vertedero frontal y permitir que el agua salga del canal.
- Secar con una manta el canal y las piezas de acrílico que se hayan utilizado.
- Colocar el canal en posición horizontal ubicando primero la estructura de apoyo del canal secundario en su posición más baja y luego ajustándola a la posición horizontal del canal.
- Revisar que no quede ningún objeto extraño olvidado cerca del equipo, que pueda por descuido caer dentro de algún estanque y/o dañar el equipo en la siguiente operación.
- Guardar todos los accesorios utilizados.
- Dejar limpia el área de trabajo.

9.1.4. Cambio de pendiente del equipo

Para cambiar la pendiente de fondo del canal, el equipo debe estar apagado y el canal debe estar sin agua.

- Aumento de pendiente: Para el caso en que se va a aumentar la pendiente de fondo, se eleva el canal con la gata tipo tijera hasta la pendiente necesaria jamás sobrepasando el 5% de pendiente, y luego se ajusta el apoyo central del canal a la altura requerida.
- Disminución de la pendiente: Nunca se debe disminuir la pendiente del canal si no se ha llevado antes el apoyo central del canal a su mínima altura, ya que de no hacerlo se puede dañar gravemente la estructura del canal. Luego de llevar el apoyo central del canal a su mínima altura, se ajusta con la gata tipo tijera la pendiente del canal y se vuelve a ajustar el apoyo central del canal a la altura necesaria.

9.1.5. Acumulación de volumen en el estanque volumétrico

Al cerrar las válvulas de bola del estanque volumétrico para realizar mediciones en el estanque, nunca se debe dejar de observar el estanque mientras se está llenando, ya que un descuido puede significar que el contenido del estanque se rebalse, por lo tanto una vez terminada la medición se deben abrir las válvulas inmediatamente.

9.1.6. Postura de piezas de vertedero en el canal

Para poner correctamente la pieza de vertedero en el canal este debe estar apagado y sin agua y se deben seguir los siguientes 6 pasos presentados también en la Figura 9.1:

- Paso 1 y 2: Introducir la pieza de vertedero alineando los extremos de la pieza con el canal y encajando la pieza hasta introducirla en el fondo.
- Paso 3 y 4: Introducir la tapa de la abertura en el fondo del canal para la rejilla de infiltración, presionando un borde de la tapa contra el lado del canal en que se ubica el

vertedero y luego ajustar los demás bordes de la tapa en los demás lados, procurando que la goma que rodea el perímetro de la tapa quede correctamente introducida en el perímetro de la tapa para evitar filtraciones.

- Paso 5: Colocar los topes del vertedero lateral, para contrarrestar la fuerza de presión del agua sobre la pieza del vertedero lateral.
- Paso 6: La pieza está lista para su uso.
- Además de los pasos anteriores, se debe colocar la tapa a la abertura de la compuerta lateral.

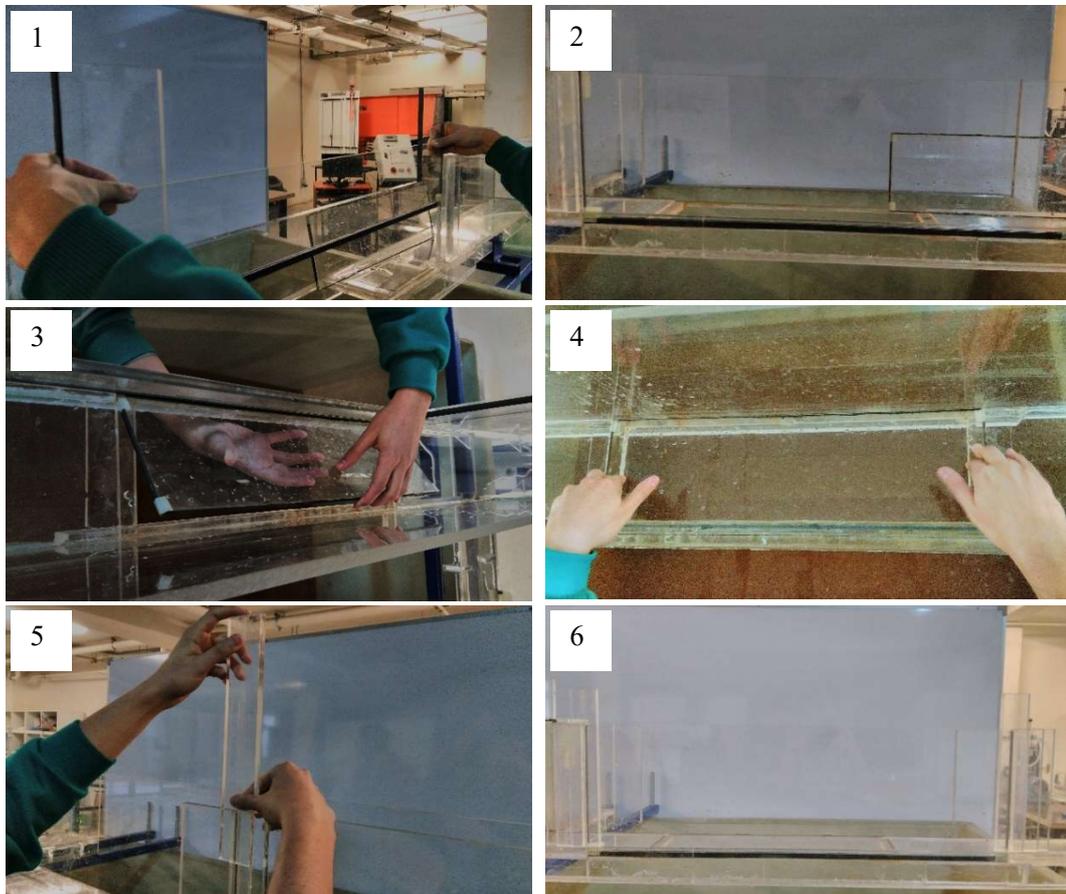


Figura 9.1. Secuencia de pasos para la correcta postura de la pieza de vertedero en el canal

9.2. Consideraciones de mantenimiento del equipo

Un correcto mantenimiento del equipo tiene como objetivo mantener o restablecer las condiciones óptimas del equipo y extender su vida útil.

9.2.1. Mantenimiento de la bomba

Este elemento es uno de los más importantes del equipo, por lo cual es muy importante su correcto funcionamiento. Los procedimientos de mantenimiento de la bomba ya están estandarizados por el fabricante, por lo tanto dándole un fiel seguimiento no debiesen existir problemas con la operación del equipo.

9.2.2. Mantenimiento del sistema de cambio de pendiente

La gata tipo tijera, y los apoyos de tipo pasador del canal, están sujetos a desgaste por rozamiento a lo largo del tiempo, por esta razón es necesario mantener lubricado estos elementos sobre todo la gata. Para ello se puede usar aceite de bicicleta y se recomienda lubricar los elementos al menos una vez al año.

9.2.3. Mantenimiento de estanques del canal

Para mantener la limpieza de los estanques es necesario vaciar el equipo completamente al menos una vez cada tres meses. Al vaciar el equipo, se debe limpiar los estanques y el canal lo mejor posible, eliminando manchas y oxido acumulado por el uso. Luego de haber limpiado se vuelve a llenar el estanque de almacenamiento hasta una altura mínima por sobre la tubería de 63 [mm] que une el estanque de almacenamiento con el estanque volumétrico.

9.2.4. Mantenimiento de las piezas para el vertedero lateral del canal

Cada una de las piezas usadas para el vertedero lateral, tienen una goma autoadhesiva para impedir las filtraciones en las uniones entre el canal y la pieza, esta goma a medida que se usa se va deformando, por lo tanto las piezas nunca deben permanecer puestas en el canal si no van a ser usadas, de esta forma se aumenta la vida útil de la goma. En caso de que la goma se deforme permanentemente esta debe ser cambiada por una goma nueva. Como recomendación general se considera que las gomas de todos los vertederos debiesen ser cambiadas cada dos años de uso, dependiendo del uso que se le dé durante el año a las piezas.

CAPÍTULO 10

10. CONCLUSIONES

Considerando los objetivos planteados en este trabajo de memoria las conclusiones al diseño y construcción del equipo son las siguientes:

- Se construyó un nuevo canal hidráulico para el Laboratorio de Hidráulica del Departamento de Obras Civiles, en el cual poder estudiar tres estructuras hidráulicas de derivación de caudal que son, compuerta lateral, vertedero lateral y rejilla de infiltración. El canal es de acrílico, de 4 [m] de largo, con una sección transversal de 15 [cm] de base por 25 [cm] de altura. La bomba recirculadora es capaz de bombear al canal un caudal entre los 0,5 [L/s] y los 9,7 [L/s] y el sistema de cambio de pendiente es capaz de variar la pendiente del canal entre un -0,5% y un 5%.
- Se construyó un sistema que permite variar la geometría del vertedero lateral del canal por medio de piezas con diferentes combinaciones de altura y largo del vertedero, las cuales es posible montar y desmontar en el canal. Se construyeron 14 piezas capaces de funcionar por separado como un vertedero lateral en el canal, cuyas dimensiones de vertedero incluyen 4 largos diferentes de 30, 40, 50 y 60 [cm] y 4 alturas diferentes de vertedero de 3, 6, 10 y 15 [cm], esto le otorga al vertedero lateral la versatilidad deseada para su uso en docencia de acuerdo a los objetivos del proyecto.
- Se concluye respecto al diseño y construcción del canal, que existen limitaciones para su uso en investigación, requiriendo validación de sus resultados en modelos físicos de mayores dimensiones por lo cual esto es una desventaja, pero por otro lado el canal construido cumple con otro objetivo importante que es su aporte a la docencia en los temas que abarca su infraestructura, específicamente en el aspecto de vertederos laterales el canal permitirá a los alumnos aprender de manera didáctica la teoría, los modelos, el diseño el comportamiento hidráulico e incluso el correcto procedimiento científico y consideraciones que se deben tener para realizar la experiencia de laboratorio de manera correcta, por lo cual el equipo aporta un valor útil que traerá beneficios en la formación, docencia e incluso investigación permitiendo realizar nuevos trabajos de título como este utilizando el equipo.
- Se concluye que la construcción de equipos propios por parte del Departamento, a pesar de significar un proceso más arduo y prolongado, es considerablemente más económico al mismo tiempo que se vuelve una experiencia enriquecedora y desafiante desde el punto de vista ingenieril para aquellos que forman parte del proyecto y se

enfrentan al problema de diseñar y construir un equipo que sea capaz de suplir las expectativas y requerimientos considerados.

Respecto a los resultados obtenidos en el presente estudio se concluye lo siguiente:

- Se estudió cualitativamente en el vertedero lateral el comportamiento hidráulico de los perfiles de flujo de tipo subcrítico, supercrítico y mixto, los que de acuerdo con la literatura corresponden a los tres tipos de perfiles de flujo posibles en un vertedero lateral. Se concluye que el comportamiento hidráulico observado para cada perfil, concuerda con lo presentado en la literatura, existiendo un aumento gradual del perfil hidráulico para el caso de régimen subcrítico, un decrecimiento gradual en el caso del régimen supercrítico, y un resalto hidráulico dentro de la longitud del vertedero para el caso del régimen mixto.

Considerando los ensayos realizados para vertedero de pared intermedia con flujo subcrítico en el vertedero se concluye:

- De las mediciones realizadas para las alturas de escurrimiento al inicio y al final del vertedero y caudales de entrada y salida del canal se concluye que el equipo construido es funcional para llevar a cabo experiencias docentes de laboratorio, en los cuales el proceso de medición sea una parte relevante, realizada con un enfoque adecuado de tal forma de generar datos apropiados que permitan generar conocimiento respecto al comportamiento hidráulico de los vertederos laterales, pero dadas las propias limitaciones del canal tanto por sus dimensiones como por su capacidad experimental se recomienda que su uso para investigación científica y resultados sean debidamente verificados, con resultados obtenidos en instalaciones experimentales o modelos físicos más apropiados para esto, es decir, de dimensiones y capacidades mayores.
- El método de Domínguez y de De Marchi, son modelos para vertedero rectangulares cuyas ecuaciones permiten modelar el comportamiento hidráulico de los vertederos laterales y estimar su caudal vertido, y ambas dependen de un coeficiente de descarga del vertedero. A partir del procedimiento de desarrollo de ambos métodos y del cálculo involucrado se concluye que el método de Domínguez es un método considerablemente más simple y rápido para estimar el caudal vertido por un vertedero lateral, debido a que solo depende de las condiciones aguas abajo del vertedero. De los resultados de los coeficientes de dispersión obtenidos para cada modelo tanto en la etapa de desarrollo como en la etapa de validación se concluye que el método de Domínguez es más preciso y estable para estimar el caudal vertido sobre el vertedero lateral. A pesar de que ambos métodos presentan un mayor error al estimar el coeficiente de descarga y caudal vertido sobre los vertederos de pared con altura de 6 [cm] los errores obtenidos mediante el método de De Marchi son mayores en un porcentaje medio de un 0,53% para el grupo de datos de validación.
- Los mayores errores obtenidos en los vertederos de altura 6 [cm] se atribuyen a una variación significativa del comportamiento de la velocidad y la presión sobre el umbral

del vertedero de pared intermedia, para paredes de menor altura, provocando un cambio en el comportamiento de la napa y de la descarga. Esto sería necesario verificarlo construyendo vertederos de pared delgada y comparando los resultados obtenidos, ya que en este trabajo estas conclusiones son sacadas a partir solo de resultados implícitos al comparar los modelos aquí propuestos con otros modelos desarrollados para estimar el coeficiente de descarga en vertederos laterales de pared delgada.

- Se propone la ecuación (7.3) para estimar el coeficiente de descarga de la ecuación de De Marchi y la ecuación (7.4) para estimar el coeficiente de descarga de la ecuación de de Domínguez. A partir de los resultados obtenidos al comparar con los valores observados del coeficiente de descarga los resultados estimados por ambos modelos, se concluye que las ecuaciones propuestas entregan resultados aceptablemente precisos para estimar y predecir el coeficiente de descarga del vertedero lateral del canal construido. Además a partir de los resultados de la validación de las ecuaciones se concluye que los modelos son capaces de estimar con una precisión aceptable el caudal vertido para condiciones diferentes a las del set de datos de desarrollo, sin embargo para poder proponer estas ecuaciones como modelos de uso en diseño se concluye que es necesaria su validación con sets de datos más robustos obtenidos a partir de mediciones preferentemente hechas en terreno o en modelos con capacidades aún mayores, debido a las limitaciones propias del modelo físico utilizado para su desarrollo, sin embargo estas si son propuestas para su uso en las experiencias de laboratorio a nivel docente utilizando el canal construido.

Propuestas de mejoras para el equipo

- Se considera necesario incorporar en el equipo un aquietador a la entrada del canal, que disminuya las fluctuaciones superficiales del flujo, con el fin de disminuir la incertidumbre de la medición de las alturas de escurrimiento en el canal, una vez hecho esto se propone comparar los resultados para verificar cuan afectadas estaban las mediciones realizadas en el presente estudio al no contar con el aquietador, este equipo es importante si se quiere realizar mediciones de flujo supercrítico en el vertedero lateral, ya que las fluctuaciones son mayores al tener un régimen de torrente.
- Se propone mejorar la medición del caudal de salida del canal, calibrando el vertedero frontal ubicado al final del canal, o implementando un sistema de sensores para medir el tiempo transcurrido al cambiar el nivel en el estanque, esto es importante ya que las mayores magnitudes de incertidumbre se obtuvieron en el cálculo del caudal de salida.

Propuestas de estudios futuros

- Se propone diseñar vertederos de pared delgada con alturas de vertedero de 6 [cm] para modelar su comportamiento del coeficiente de descarga y compararlo con el de vertederos de pared intermedia de 1 [cm].

- Se propone diseñar vertedero con entradas de arista redondeado para modelar el comportamiento del coeficiente de descarga y cuantificar la incidencia de la pérdida de energía ante un umbral con arista viva en el coeficiente de descarga.
- Se propone diseñar vertederos con umbrales de mayor grosor, por ejemplo entre 1,5 a 3 [cm] y estudiar la incidencia del aumento del grosor en el comportamiento del coeficiente de descarga.
- Se propone estudiar la incidencia de la pendiente en los resultados del coeficiente de descarga del vertedero lateral.
- Se propone diseñar y construir vertederos con otras formas geométricas como triangulares o trapeziales para estudiar la influencia de la geometría del vertedero en el coeficiente de descarga.
- Se propone construir un vertedero frontal aguas arriba del vertedero lateral, de tal forma de influenciar los flujos supercríticos y variar así sus alturas de escurrimiento, de tal forma de poder realizar mediciones del comportamiento del vertedero lateral en régimen supercrítico.

11. BIBLIOGRAFIA

- Bagheri, S., & Heidarpour, M. (2012). Characteristics of Flow over Rectangular Sharp-Crested side Weirs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 138: 541-547.
- Bagheri, S., Kabiri-Samani, A. R., & Heidarpour, M. (2014). Discharge Coefficient of rectangular sharp-crested side weirs Part II: Domínguez's method. *Flow Measurement and Instrumentation*, 116-121.
- Bagheri, S., Kabiri-Samani, A. R., & Heidarpour, M. (2014). Discharge coefficient of rectangular sharp-crested side weirs, Part I: Traditional weir equation. *Flow Measurement and Instrumentation*, 109-115.
- Borghei, S. M., Jalili, M. R., & Ghodsian, M. (1999). Discharge Coefficient for Sharp-Crested Side Weir in Subcritical Flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1051-1056.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Santafé de Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.
- Cihan Aydin, M. (2016). New Approach for Estimation of Rectangular Side Weirs Discharge in Subcritical Flow. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 142: N°5.
- Collinge, V. K. (1957). The discharge Capacity of Side Weirs. *ICE Proceedings, ICE*, Vol. 6: 288-304.
- Delkash, M., & Ebrazi Bakhshayesh, B. (2014). An Examination of Rectangular Side Weir Discharge Coefficient Equations under Subcritical Condition. *International Journal of Hydraulic Engineering*, 24-34.
- Dominguez, F. J. (1999). *Hidráulica*. Santiago: Editorial Universitaria.
- Emiroglu, M. E., Agaccioglu, H., & Kaya, N. (2011). Discharging Capacity of Rectangular Side Weirs in straight open channels. *Flow Measurement and Instrumentation*, 22, 319-330.
- Fuentes Aguilar, R. (2002). *Modelos Hidráulicos: Teoría y Diseño*. Santiago: Jaime Cordero.
- Hager, W. H. (1987). Lateral Outflow Over Side Weirs. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol 113: 491-504.
- Jalili, M. R., & Borghei, S. M. (1996). Discharge Coefficient of Rectangular Side Weirs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 122: 132-132.

- Mehraein, M., & Ghodsian, M. (2015). Comments on "Discharge coefficient of rectangular sharp crested side weirs part I: Traditional weir equation" by Bagueri, Kabiri-Samari, A.R and Heidarpour, M. *Flow Measurement and Instrumentation*, 408-410.
- Montgomery, D., Peck, E., & Vining, G. (2006). *Introducción al Análisis de Regresión Lineal*. México: Compañía Editorial Continental.
- Norglas.cl. (15 de 01 de 2016). Obtenido de Norglas.cl:
http://www.norglas.cl/catalogo/productos_detalle.php?codigo=530
- OCIV. (20 de Mayo de 2016). *Departamento de Obras Civiles*. Obtenido de www.ociv.usm.cl:
<http://www.ociv.usm.cl/quienes-somos/mision-vision-y-valores/>
- Rocha Felices, A. (s.f). *Hidráulica de Canales y Tuberías* (Primera ed.). México: Desconocida.
- Singh, R., Manivannan, & Satyanarayana, T. (1994). Discharge Coeficient of Rectangular Side Weirs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 120: 814-819.
- Sotelo Ávila, G. (1997). *Hidráulica General volumen I*. México, D.F.: Limusa, S.A. de C.V.
- Sotelo Ávila, G. (2002). *Hidráulica de canales*. México: UNAM, Facultad de Ingeniería.
- Swamee, P. K., Pathak, S. K., & Ali, M. S. (1994). Side-Weir Analysis Using Elementary Discharge Coefficient. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 120: 742-755.
- V. Giles, R. (1969). *Teoría y problemas de Mecánica de Fluidos e Hidráulica*. Colombia: McGraw-Hill, Inc.

12. ANEXOS

Anexo A: Marco Teórico básico hidráulica de canales abiertos

A.1. Flujo en canales abiertos

En ingeniería, específicamente en el campo de la Ingeniería Hidráulica, se le llama canal a una estructura u obra destinada al transporte de fluidos, generalmente agua, la cual es abierta a la atmósfera y por lo tanto, se desarrolla en ella un flujo a superficie libre.

Dependiendo de su origen existen canales naturales, los cuales son conducciones hidráulicas que existen para el escurrimiento natural sobre la tierra como ríos, arroyos, estuarios, etc., y también existen canales artificiales, construidos por el hombre para fines de generación de energía, drenaje, navegación, riego, conducción, abastecimiento de agua y experimentación en laboratorio, entre otros.

Características de un flujo a superficie libre:

- La existencia de una superficie libre, la cual está sometida a la presión atmosférica. La existencia de esta superficie libre diferencia a este tipo de escurrimiento del escurrimiento en un conducto a presión y además complejiza la resolución de problemas del escurrimiento, debido a que la superficie libre puede cambiar con el tiempo y el espacio.
- La geometría de un canal abierto. Estos pueden tener cualquier forma, incluidas formas irregulares presentes en los flujos de corrientes naturales.
- La rugosidad de la superficie del canal, la cual varía dependiendo del material que la conforma.
- La profundidad del flujo, el caudal, la pendiente del fondo del canal y la pendiente de la superficie libre, las cuales son interdependientes (Chow, 1994).

Algunas de las fuerzas que intervienen en el flujo de un canal abierto son:

- Fuerza de gravedad, cuyos efectos se consideran los más importantes en el movimiento (Sotelo Ávila, 2002).
- Fuerzas de roce, ocasionadas por la interacción entre el fluido y las fronteras del canal. Los coeficientes de roce necesarios para la consideración de estos efectos implican un grado de incertidumbre adicional al cálculo hidrodinámico debido a la variación de la fricción en función de la posición de la superficie libre.
- Fuerzas producidas por la presión del fluido sobre las fronteras, especialmente en las zonas donde ocurren cambios en la geometría del canal.
- Fuerzas producidas por la viscosidad del líquido.
- Fuerzas generadas por la tensión superficial existente en la superficie libre.

- Fuerzas ocasionadas por el arrastre de sedimentos generado por el flujo.

A.2. Geometría de un canal

Se le llama canal prismático a aquel que es construido con una sección transversal constante y cuya pendiente longitudinal de fondo también es constante. Cualquier canal que varía alguna de las propiedades mencionadas anteriormente, es un canal no prismático.

Respecto a la geometría longitudinal de un canal, se conoce como pendiente de un canal S_0 al desnivel existente entre dos puntos ubicados en el fondo del canal, dividido por la distancia horizontal existente entre los puntos. En la Figura A - 1a se observa que $S_0 = \tan \theta$, donde θ corresponde al ángulo de inclinación del fondo con respecto a un eje horizontal.

La sección transversal de un canal es aquella que se forma de manera perpendicular a la dirección del flujo, como lo presenta la Figura A - 1.

En una sección de canal existen elementos geométricos o propiedades que se pueden definir por completo a partir de la geometría de la sección del canal y la profundidad del flujo. Los elementos geométricos principales necesarios para el desarrollo del cálculo hidráulico de un canal se presentan a continuación:

- **Profundidad del flujo (y):** Corresponde a la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección de canal hasta la superficie libre, ver Figura A - 1a.
- **Profundidad de la sección del flujo (d):** Corresponde a la distancia perpendicular al fondo del canal, medida desde el punto más bajo de la sección hasta la superficie libre como se muestra en la Figura A - 1. Para los casos en que se cumple que la superficie libre es paralela al fondo del canal o para valores de θ que sean pequeños se cumple la siguiente relación:

$$d = y \cos \theta \quad (1)$$

- **Ancho de la superficie libre (T):** Corresponde al ancho del canal medido al nivel de la superficie libre.
- **Área hidráulica (A):** Corresponde al área ocupada por el flujo en la sección transversal del canal, como se muestra en la Figura A - 1b.
- **Perímetro mojado (P):** Corresponde al perímetro que forma la línea de contacto entre las paredes y el fondo del canal con el agua, sin considerar la superficie libre.

- **Radio hidráulico (R_h):** Corresponde al cociente entre el área hidráulica y el perímetro mojado.

$$R_h = A/P \quad (2)$$

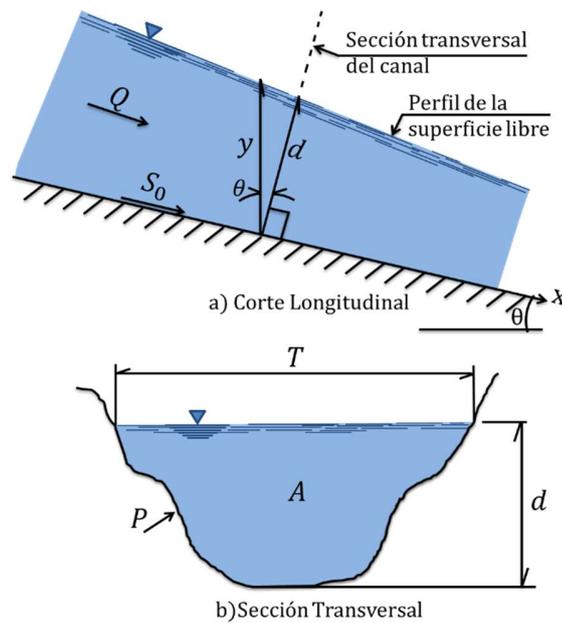


Figura A - 1. Elementos geométricos de un canal.

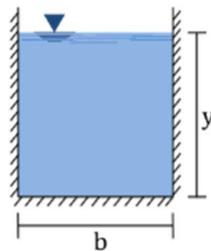


Figura A - 2. Sección transversal de un canal rectangular.

Para el caso de un canal prismático de sección transversal rectangular como la definida en la Figura A - 2 las ecuaciones de sus elementos geométricos expresadas en términos del ancho del canal b y de la profundidad del flujo y se presentan en la tabla siguiente:

Tabla A - 1. Ecuaciones de los elementos geométricos de una canal de sección rectangular.

Ancho superficie (T)	Área hidráulica (A)	Perímetro mojado (P)	Radio hidráulico (R_h)
b	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$

A.3. Efectos de la pendiente en la distribución de presiones

Para un canal abierto inclinado con un ángulo de pendiente θ respecto a la horizontal e ignorando los disturbios menores por turbulencia y considerando un flujo unidireccional paralelo al fondo plano del canal, la altura de presión es h (Chow, 1994). De acuerdo a la geometría de la Figura A - 3, se cumplen las siguientes igualdades:

$$h = y \cos^2 \theta \quad (3)$$

$$h = d \cos \theta \quad (4)$$

De lo anterior es importante notar, que a partir de la geometría, la ecuación (3) no se aplica de manera estricta al caso de flujo variado, específicamente cuando el valor de θ es muy grande, en tanto que la ecuación (4) aún en estos casos es aplicable (Chow, 1994).

A partir de la ecuación (3) se establece un factor de corrección de la profundidad vertical igual a $\cos^2 \theta$. Para valores pequeños de ángulo, es decir, cuando θ es menor o igual a 6° este factor no será muy diferente a la unidad, tendiendo a disminuir la altura de presión en cantidades inferiores al 1% en cuyo caso la corrección por efecto de la pendiente puede ser ignorada con seguridad (Chow, 1994) y por lo tanto $h \approx y$.

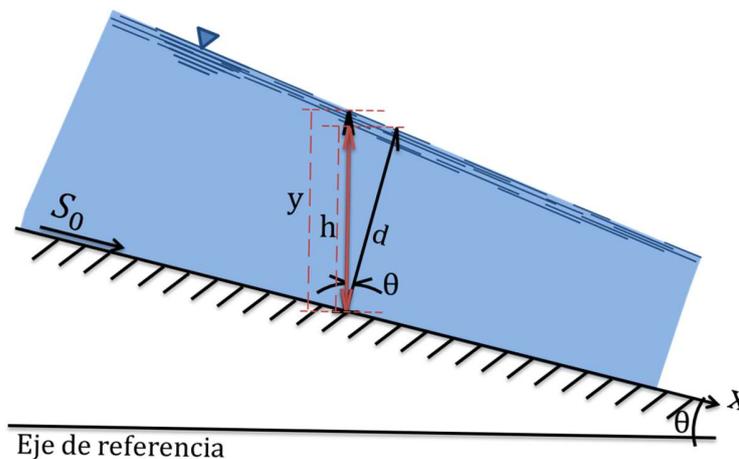


Figura A - 3. Altura de presión para un flujo paralelo al fondo en canales de pendiente alta.

A.4. Tipos de flujos

Flujo permanente y no permanente

Esta clasificación utiliza el tiempo como criterio. Un flujo en un canal abierto se considera permanente, cuando en una sección dada del canal la velocidad media permanece constante en

el tiempo o durante el intervalo de tiempo en consideración, es decir $\partial \vec{V} / \partial t = 0$. Por otro lado el flujo no permanente o impermanente es aquel en el que ocurre lo contrario $\partial \vec{V} / \partial t \neq 0$. Existen casos en los que se estudia el flujo en canales abiertos, en los cuales es posible considerar el flujo como permanente. Algunos ejemplos de flujo impermanente corresponden a los casos de crecientes y oleajes en donde el nivel del flujo varía de manera instantánea al pasar las ondas, por lo tanto el factor tiempo se vuelve sumamente relevante para el diseño de obras de control (Chow, 1994).

Para cualquier tipo de flujo, el caudal Q , que pasa por una sección del canal se puede expresar como:

$$Q = VA \tag{5}$$

Donde A corresponde al área hidráulica y V corresponde a la velocidad media en la sección.

Para la mayoría de los problemas de flujo permanente se considera un caudal que puede suponerse constante a través del tramo de canal considerado, es decir, el flujo es continuo. Por lo tanto a partir de la ecuación (5) se cumple la siguiente igualdad:

$$Q = V_1 A_1 = A_2 V_2 = \dots A_n V_n \tag{6}$$

La ecuación (6) es conocida como la ecuación de continuidad para un flujo permanente, en donde los subíndices corresponden a diferentes secciones del canal.

Flujo uniforme y flujo variado

Esta clasificación utiliza el espacio como criterio. Un flujo de un canal abierto se considera uniforme cuando la velocidad media se mantiene constante en cualquier sección del canal, es decir $\partial V / \partial x = 0$. Como consecuencia lo anterior significa que el área hidráulica y la profundidad del flujo se mantienen constantes con respecto a la posición x a lo largo del canal. Por otro lado el flujo es variado cuando la velocidad media cambia de una sección a otra a lo largo del canal, es decir $\partial V / \partial x \neq 0$. Un cambio en la velocidad indica la existencia de una aceleración o desaceleración del movimiento, lo cual puede ser producido por un cambio en la sección, por un cambio de pendiente en el canal, por la presencia de una estructura hidráulica que se interponga al flujo, etc., por lo tanto, la línea de energía, el perfil de la superficie libre y el fondo del canal tienen pendientes diferentes una de otra.

El flujo variado a su vez se puede clasificar en un flujo gradualmente variado, rápidamente variado y espacialmente variado. Un flujo rápidamente variado es aquel en el que las variaciones de velocidad ocurren de manera abrupta en distancias comparativamente cortas como por ejemplo el caso de un resalto hidráulico o una caída hidráulica, de no ser así corresponde a un flujo gradualmente variado. En el caso de un flujo espacialmente variado se presenta además una variación del caudal a lo largo del canal o en un cierto tramo del mismo,

donde la variación puede corresponder ya sea a un aumento del caudal o a una disminución del caudal.

A.5. Estados de flujos

Flujo laminar y turbulento

En canales abiertos el movimiento o comportamiento del flujo está regido por los efectos de las fuerzas viscosas y la fuerza de gravedad, en relación a las fuerzas de inercia que actúan sobre este.

Según sea el efecto de la viscosidad en relación al efecto de la inercia, el flujo puede ser clasificado como laminar, turbulento o transicional.

El flujo es laminar cuando las fuerzas viscosas son más fuertes que las fuerzas de inercia, por lo tanto, la viscosidad tiene un papel importante para determinar el comportamiento que tendrá el flujo. Este tipo de flujo se caracteriza por el movimiento de las partículas de agua en trayectorias suaves y definidas denominadas líneas de corriente.

El flujo es turbulento cuando las fuerzas viscosas son débiles en relación a las fuerzas de inercia. Este tipo de flujo se caracteriza por el movimiento de partículas en trayectorias irregulares, las cuales no son ni fijas ni suaves, pero que en su conjunto realizan el movimiento hacia adelante de la corriente total.

Entre los estados de flujo laminar y turbulento existe un estado de transición denominado flujo transicional.

Para medir la importancia de las fuerzas de inercia respecto a las fuerzas viscosas en el flujo, se utiliza el número de Reynolds, el cual está definido de la siguiente manera:

$$R_e = \frac{VR_h}{\nu} \quad (7)$$

Donde:

- R_h : Radio hidráulico de la sección, en [m].
- V : Velocidad media de la sección, en [m/s].
- ν : Viscosidad cinemática del agua, en [m²/s].

Se ha comprobado que en canales abiertos se tienen resultados semejantes a los obtenidos en conductos a presión para el número de Reynolds, por lo que para fines prácticos se tiene (Sotelo Ávila, 2002):

Flujo laminar cuando $R_e \leq 500$;
 Flujo de transición cuando $500 \leq R_e \leq 12500$;
 Flujo turbulento cuando $R_e \geq 12500$.

Flujo subcrítico y supercrítico

Según sea el efecto de la fuerza de gravedad en relación al de las fuerzas de inercia, el régimen del flujo puede ser clasificado como subcrítico, crítico o supercrítico.

El régimen es subcrítico cuando la fuerza de gravedad es más importante que las fuerzas de inercia. Este tipo de régimen ocurre a bajas velocidades, por lo cual se describe como un régimen tranquilo.

El régimen es supercrítico cuando las fuerzas de inercia son más importantes que la fuerza de gravedad. Este tipo de régimen ocurre a altas velocidades, por lo cual se describe como un régimen rápido o torrencial.

Para medir la importancia de la fuerza de inercia respecto a la fuerza de gravedad en el flujo, se utiliza el número de Froude, el cual está definido de la siguiente manera (Sotelo Ávila, 2002):

$$F = \frac{V}{\sqrt{(g \cos \theta / \alpha)(A/T)}} \quad (8)$$

Donde:

g : Aceleración de gravedad en $[m/s^2]$.
 A : Área hidráulica de la sección en $[m^2]$.
 T : Ancho de la superficie libre de la sección en $[m]$.
 V : Velocidad media en la sección en $[m/s]$.
 α : Coeficiente de corrección de la energía cinética, adimensional.
 θ : Angulo de inclinación del fondo del canal respecto de la horizontal, en $[rad]$.

El término A/T es conocido también como la altura o profundidad hidráulica y sólo para el caso de canales rectangulares este es igual a la profundidad de la sección d .

Para valores de $\theta \leq 8^\circ$, $\cos \theta \geq 0,99027$, es decir, $\cos \theta \approx 1$ y $d \approx y$ con un error menor al 1% (Sotelo Ávila, 2002). Considerante además que $\alpha = 1$, la ecuación (8) para el número de Froude de un canal rectangular queda de la siguiente manera:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad (9)$$

En canales de sección definida con alguna de las formas tradicionales (rectangular, trapecial, circular, etc.), es una práctica común considerar que $\alpha \approx 1$, en los casos en que no se dispone de mayor información respecto al perfil de velocidad (Sotelo Ávila, 2002).

A partir de la ecuación (9) se tienen los siguientes casos de régimen:

Si $F = 1, V = \sqrt{gy}$, el flujo está en régimen crítico

Si $F < 1, V < \sqrt{gy}$, el flujo está en régimen subcrítico, fuerza de gravedad más importante.

Si $F > 1, V > \sqrt{gy}$, el flujo está en régimen supercrítico, fuerza de inercia más importante.

En un canal abierto y debido a la acción combinada de la viscosidad y de la gravedad se pueden dar uno de los siguientes cuatro regímenes de flujo:

1. Régimen subcrítico laminar
2. Régimen supercrítico laminar
3. Régimen supercrítico turbulento
4. Régimen subcrítico turbulento

A.6. Principio de energía

Ecuación de energía

Es sabido en hidráulica que la energía total que posee el agua por unidad de peso de cualquier línea de corriente que pase por una sección de canal se puede expresar como la altura total en metros de agua H , la cual corresponde a la suma de la altura de elevación por encima de un nivel de referencia dado, la altura de presión y la altura de velocidad del agua (Sotelo Ávila, 2002), tal como lo presenta la Figura A - 4, cuya ecuación se expresa como sigue:

$$H = z + h + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (10)$$

Se debe tener en consideración que cada línea de corriente que pasa por una sección de canal tendrá una altura de velocidad diferente, ya que la distribución de la velocidad en flujos reales no es uniforme. Para el caso del flujo gradualmente variado la ecuación (10) se utiliza con frecuencia. El término $h = d \cos \theta$ representa la carga de presión en el fondo de la sección. Para efectos prácticos se puede considerar una altura de velocidad igual para todos los puntos de la sección y utilizar el coeficiente α para corregir este efecto.

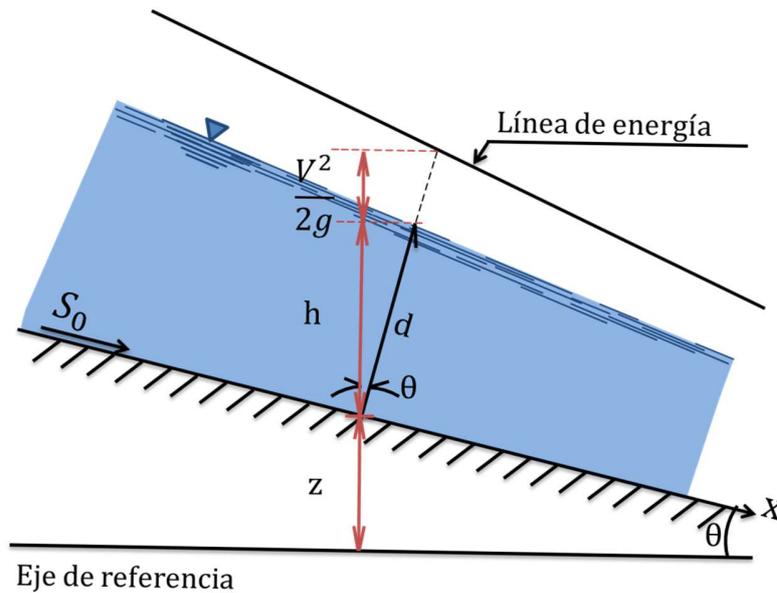


Figura A - 4. Energía total del agua por unidad de peso en una sección del canal.

La ecuación diferencial del principio de energía para un flujo unidimensional permanente e incompresible se establece como:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{d}{dx} \left(z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \right) = -\frac{dh_r}{dx} \quad (11)$$

Donde h_r corresponde a las pérdidas de energía.

La integración de la ecuación (11) entre dos secciones diferentes de un canal como las presentadas en la Figura A - 5, denominadas 1 y 2, y de acuerdo con el principio de conservación de la energía conduce a:

$$H = z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos \theta + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (12)$$

Donde $h_r = h_f$ cuando las pérdidas de energía existentes solo corresponden a pérdidas por fricción entre las dos secciones.

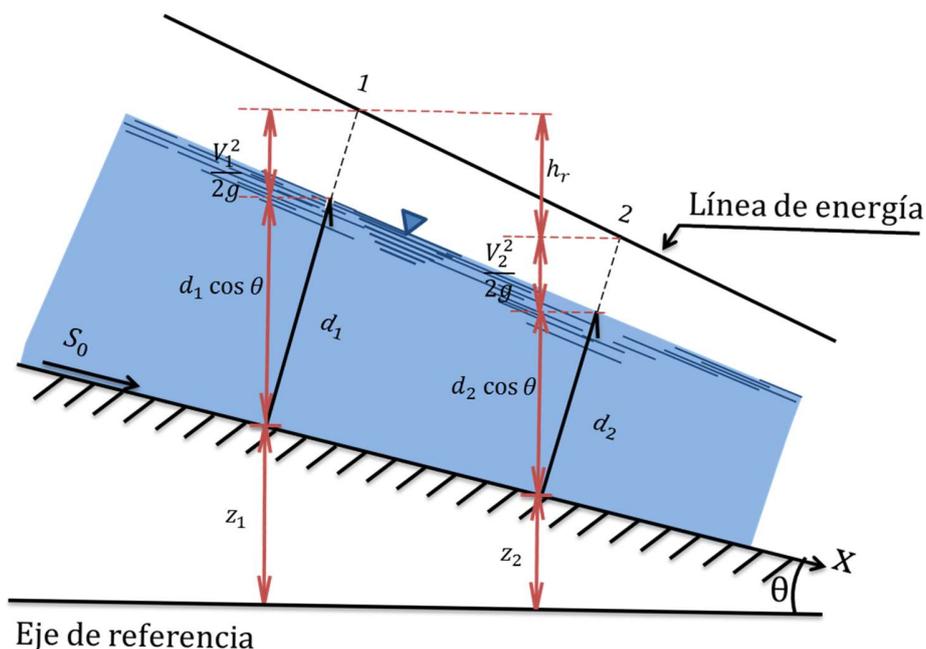


Figura A - 5. Variación de la energía del agua entre dos secciones de un canal abierto

Energía específica

Es suficiente realizar un análisis de la ecuación de energía de un flujo rectilíneo a superficie libre considerando los términos de carga de presión y energía de velocidad solamente. La energía específica por lo tanto, es la que corresponde al flujo por unidad de peso a través del líquido, el cual es medido respecto al fondo del canal y se expresa como (Chow, 1994):

$$E = d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (13)$$

Para canales con pendiente pequeña $\cos \theta \approx 1$, $d \approx y$ y $\alpha = 1$ (Chow, 1994).

Por lo tanto la ecuación de energía específica queda como:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (14)$$

Al aplicar la ecuación de continuidad (5) en la ecuación (14), se tiene que para una sección de canal dada y un caudal determinado, la energía específica en una sección del canal solo depende de la profundidad del flujo y .

Al graficar la curva de profundidad de flujo versus energía específica para una sección de canal con un caudal determinado se obtiene una curva de energía específica (Chow, 1994), como la que se presenta en la Figura A - 6. La curva de energía específica tiene como asíntotas las rectas $E = y$ e $y = 0$. La curva es de orden 3 y su solución para un valor de energía dado entrega dos

valores positivos los cuales representan dos alturas de escurrimiento y un valor negativo (físicamente imposible) para y .

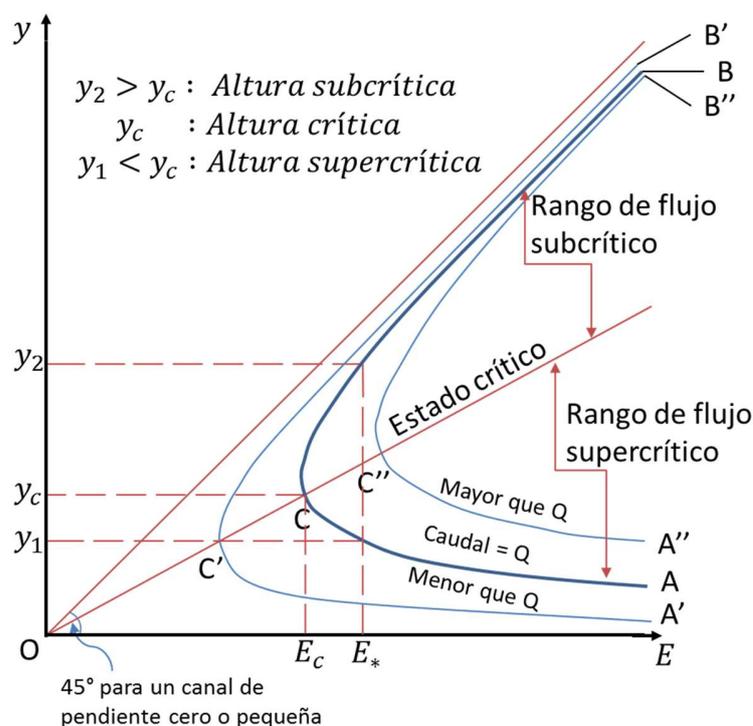


Figura A - 6. Curva de energía específica.

La curva de energía específica corresponde al lugar geométrico de todas las combinaciones $E - y$ posibles para un canal de geometría y caudal dados.

Al variar el caudal manteniendo constantes los demás factores, se produce una familia de curvas tal como se representa en la Figura A - 6 por las curvas, A'B' cuyo caudal es menor al usado para la curva AB y por la curva A''B'', cuyo caudal es mayor que el de la curva AB. Esto representa el correspondiente cambio en la energía específica al variar el caudal.

La curva de energía específica presenta un punto de inflexión o de mínima energía el cual es conocido como estado crítico, para el cual solo existe una altura de escurrimiento asociada la cual es denominada altura crítica y_c . La ecuación para obtener explícitamente la altura crítica, es igualando a 1 la ecuación (8) que corresponde a la ecuación para calcular el número de Froude.

Para cualquier otro nivel de energía como el valor E_* presentado en la Figura A - 6, existen dos valores de altura de escurrimiento posibles, un valor de altura de escurrimiento menor que la altura crítica $y_1 < y_c$, donde el flujo presenta un tipo de régimen supercrítico o de torrente y una altura de escurrimiento mayor a la altura crítica $y_2 > y_c$, donde el flujo presenta un tipo de régimen subcrítico o de río.

A medida que la energía específica se acerca a la crisis, pequeños cambios en E producen grandes cambios de altura y , lo que significa que el flujo crítico es muy inestable y presenta una superficie con ondulaciones. Debido a esto el diseño de canales no es deseable que funcionen cerca del punto de crisis.

A.7. Flujo uniforme

La ocurrencia de un flujo uniforme en canales naturales es muy rara debido a que no son prismáticos. En aquellos canales que son prismáticos también es poco frecuente debido a la existencia de obras de control como vertederos o compuertas, etc., las cuales generan que la relación entre el caudal y la altura dificulten el establecimiento del flujo uniforme. Sin embargo, el flujo uniforme es una condición básica que debe considerarse en todos los problemas de diseño (Sotelo Ávila, 2002).

Las principales características presentes en el flujo uniforme son dos (Chow, 1994):

- La profundidad, la altura de escurrimiento y por lo tanto el área hidráulica son constantes en cada sección.
- La línea de energía, la superficie libre del agua y el fondo del canal son paralelos.

El flujo uniforme sólo ocurre en estado permanente y en canales con una gran longitud para su desarrollo. Este no es posible que se desarrolle a velocidades muy altas, debido a que el flujo se vuelve inestable, la inestabilidad permite la posibilidad de atrapar aire lo cual produce la variación de la altura de escurrimiento.

Para que se desarrollen las condiciones del flujo uniforme, es necesaria la existencia de un balance dinámico entre la componente del peso del fluido en la dirección del flujo y la fricción existente entre el fluido y el canal. El canal debe tener la longitud necesaria para alojar un tramo de transición, necesario para que se llegue a establecer el flujo uniforme.

Velocidad media y coeficiente de rugosidad en flujo uniforme

Las ecuaciones más conocidas y más ampliamente utilizadas para cálculos hidráulicos de la velocidad media de un flujo uniforme en canales abiertos son las ecuaciones de Chézy y Manning (Chow, 1994).

La ecuación de Chézy se deduce matemáticamente a partir de dos suposiciones. La primera establece que la fuerza que resiste el flujo por unidad de área del lecho de la corriente, es proporcional al cuadrado de la velocidad y la segunda establece que en el flujo uniforme la componente efectiva de la fuerza gravitacional que causa el flujo, debe ser igual a la fuerza total de resistencia (Chow, 1994).

La expresión de la ecuación de Chézy es la siguiente:

$$V = C\sqrt{R_h S} \quad (15)$$

Donde:

- V : Velocidad media, en [m/s].
- R_h : Radio hidráulica de la sección, en [m].
- S : Pendiente de la línea de energía.
- C : Factor de resistencia al flujo, llamado C de Chézy.

El factor C de resistencia o de fricción (con las unidades de \sqrt{g}) es dependiente del número de Reynolds y de la rugosidad relativa del canal (Sotelo Ávila, 2002).

La ecuación empírica más conocida para evaluar el coeficiente de Chézy es la ecuación de Manning cuya forma es:

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad (16)$$

Donde n es un nuevo coeficiente de fricción conocido como coeficiente de Manning, el cual solo depende de la rugosidad de la frontera y es independiente del número de Reynolds, debido a que fue aplicado a canales hidráulicamente rugosos.

Remplazando la ecuación (16) en (15) y tomando $Q = VA$ se tiene que:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = AR_h^{2/3} \quad (17)$$

La mayor dificultad respecto a aplicar la ecuación (17) es determinar el coeficiente de rugosidad n , ya que no existe un método exacto de calcularlo. Hoy se asume por parte de los ingenieros un valor constante y único de n para todas las ocasiones, pero la realidad es que n es muy variable y depende de un cierto número de factores tales como (Chow, 1994):

- Rugosidad superficial
- Vegetación
- Irregularidad del canal
- Alineamiento del canal
- Sedimentación y socavación
- Obstrucción
- Tamaño y forma del canal
- Nivel y caudal
- Cambio estacional
- Material en suspensión y carga de lecho

Escorrimento normal

Se le llama condición de escurrimento normal, a los valores de altura y velocidad de escurrimento que se alcanzan, cuando la pendiente de energía es igual a la pendiente de fondo $S = S_0$. Este escurrimento se alcanza cuando las propiedades de este n , S_0 , y Q se conocen y se mantienen constantes.

La altura de escurrimento normal se obtiene mediante la ecuación (17) de Manning. Esto debido a que esta ecuación involucra la ecuación de Chézy la cual proviene de un equilibrio de fuerzas en condición normal. Por lo tanto además de la condición de flujo crítico se tiene también la condición de flujo uniforme permanente, la cual ocurre bajo un flujo en equilibrio de fuerzas, y se obtiene mediante la ecuación de Manning.

Clasificación de la pendiente de un canal

Al considerar las condiciones de flujo crítico y normal es posible clasificar hidráulicamente la pendiente de un canal de la siguiente manera:

- $y_n > y_c$, se tiene pendiente suave ($S < S_c$).
- $y_n = y_c$, se tiene pendiente crítica ($S = S_c$).
- $y_n < y_c$, se tiene pendiente fuerte ($S > S_c$).

Para determinar la pendiente crítica de un canal bajo condiciones de caudal y rugosidad conocidas, es necesario asumir que en el flujo ocurre simultáneamente el escurrimento normal y crítico, lo que significa que se cumplen las siguientes condiciones:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = AR_h^{2/3} \quad \text{Flujo Normal} \rightarrow Q^2 = \frac{A^2 R_h^{4/3} S}{n^2} \quad (18)$$

$$\frac{Q^2 T}{gA^3} = 1 \quad \text{Flujo Crítico} \rightarrow Q^2 = \frac{gA^3}{T} \quad (19)$$

Al igualar las dos ecuaciones anteriores y despejar la pendiente, se obtiene la pendiente crítica.

$$S_c = \frac{gAn^2}{TR_h^{4/3}} \quad (20)$$

Cabe destacar que la clasificación realizada en función de la pendiente crítica es un concepto hidráulico que no hace referencia a la inclinación propia que presente el canal, ya que para diferentes condiciones de caudal y rugosidad un mismo canal presentará escurrimentos en régimen de río o torrente.

A.8. Flujo gradualmente variado

Cualquier flujo que no satisfaga las condiciones de equilibrio necesarias para tener un flujo uniforme, se convierte en un flujo variado dentro de un tramo del canal o en su longitud total.

El flujo variado puede ser producto de cambios en la rugosidad, la pendiente, las dimensiones de la sección o estructuras construidas en el canal.

El flujo variado puede ocurrir en cualquier canal (prismático o no) pero su tendencia será tratar de alcanzar las condiciones del uniforme en los tramos prismáticos de la conducción. Esto puede o no lograrse plenamente dependiendo de la rugosidad del canal y de la longitud que tenga. (Sotelo Ávila, 2002, pág. 393)

Para que se desarrolle este tipo de flujo, es necesario que el caudal que va por el canal sea constante. Este tipo de flujo está estrechamente relacionado con las pérdidas por fricción. El análisis de este tipo de problemas se realiza por medio de la ecuación de energía (Sotelo Ávila, 2002).

Suposiciones básicas

Para el análisis del flujo gradualmente variado se considera que ocurren cambios pequeños de la profundidad en la dirección del movimiento, estos si se comparan con la distancia total en la que se producen. Además se considera que el caudal no varía en el tramo en análisis.

Las hipótesis sobre las que se desarrolla la teoría del flujo gradualmente variado son:

- a) El fondo del canal es plano y de pendiente uniforme e induce sólo pequeñas curvaturas en el perfil longitudinal del flujo, y líneas de corriente prácticamente paralelas; por lo mismo, la distribución hidrostática de la presión prevalece en cada sección. Esta suposición no implica eliminar pendientes supercríticas.
- b) La distribución de la velocidad en una sección es fija, por tanto, los coeficientes que dependen de dicha distribución son constantes en todo el canal.
- c) La pérdida de energía más importante es la de fricción. Para el cálculo de la pendiente local de fricción (en una sección del canal) se utiliza una ecuación igual que en flujo uniforme, con la velocidad, área, radio hidráulico y factor de fricción que haya en la sección; este último independiente de la altura de escurrimiento. Esta suposición no ha sido verificada ni teórica ni experimentalmente, sin embargo, los errores que induce son pequeños si se comparan con los que se incurre al seleccionar el factor de fricción. La suposición es probablemente más precisa cuando el flujo se contrae que cuando se expande, debido a que en el primero la pérdida de energía es causada casi enteramente por fricción; en el segundo, puede existir además pérdidas por turbulencia en gran escala.
- d) En los desarrollos no se considera el efecto del arrastre de aire al interior del flujo. Cuando dicho arrastre sea importante, el problema se resuelve como si no lo hubiera; después, el perfil resultante se corrige para tomar en cuenta dicho efecto.

Las dos primeras hipótesis limitan la aplicación de la ecuación dinámica solo al caso de canales artificiales de pendiente y rugosidad uniforme, pero simplifican la discusión de los resultados. (Sotelo Ávila, 2002, págs. 393-394)

Ecuación Dinámica del flujo

Al aplicar la ecuación diferencial de la energía (11) considerando que $\alpha = 1$ y $h_r = h_f$, es decir, las pérdidas de energía son solo debido a pérdidas por fricción, se obtiene:

$$\frac{d}{dx} \left(z + y \cos \theta + \frac{V^2}{2g} \right) + \frac{dh_f}{dx} = 0 \quad (21)$$

Al combinar la ecuación (21) con la ecuación (13) para la energía específica se obtiene la ecuación (22).

$$\frac{dz}{dx} + \frac{dE}{dx} + \frac{dh_f}{dx} = 0 \quad (22)$$

El primer término dz/dx corresponde al seno del ángulo de inclinación del fondo de canal θ con respecto a la horizontal. La pendiente longitudinal del canal corresponde a $S_0 = \sin \theta$, la cual se supone positiva si la inclinación es descendente en la misma dirección del flujo, por lo tanto cuando x crece z decrece y $dz/dx < 0$, por lo tanto para la pendiente positiva se tienen que:

$$\frac{dz}{dx} = -S_0 \quad (23)$$

La pendiente de la línea de energía considerando el caso de pérdidas solo por fricción es:

$$\frac{dh_f}{dx} = S_f \quad (24)$$

Se debe considerar que $dE/dx = (dE/dy)(dy/dx)$. De la ecuación (14) de energía específica se tiene que:

$$\frac{dE}{dy} = \left(1 - \frac{V^2}{gy} \right) \quad (25)$$

Por lo tanto se tiene que:

$$\frac{dE}{dx} = (1 - F^2) \frac{dy}{dx} \quad (26)$$

Por lo tanto, al combinar las ecuaciones (23), (24) y (26) en (22) se obtiene:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{(1 - F^2)} \quad (27)$$

Esta ecuación corresponde a la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado, en donde dy/dx representa la pendiente de la superficie libre del flujo, con respecto al eje x , el cual coincide con el fondo del canal.

La pendiente de fricción S_f se calcula despejándola de la ecuación de Manning. Este cálculo es válido al considerar pequeños tramos rectos en donde es posible suponer que el flujo es aproximadamente uniforme.

Clasificación de los perfiles de flujo

Los perfiles de flujo corresponden a la forma que adopta la superficie libre del agua bajo las distintas condiciones de escurrimiento posibles en un canal.

Tal como se presenta en la ecuación (27) la variación del eje hidráulico está en función de la pendiente del fondo del canal S_0 , de la pendiente de energía S_f y el número de Froude al cuadrado, F^2 . Al considerar un canal prismático de pequeña pendiente, cuya pendiente de fondo se considera positiva cuando esta desciende en la dirección del flujo, y considerando que para que exista flujo normal se debe tener una pendiente positiva, los perfiles de flujo se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Perfiles tipo M. Cuando se tiene régimen subcrítico, es decir, $y_n > y_c$.
- Perfiles tipo C. Cuando se tiene régimen crítico, es decir, $y_n = y_c$.
- Perfiles tipo S. Cuando se tiene régimen supercrítico, es decir, $y_n < y_c$.

La clasificación de la pendiente dentro de estas designaciones depende de su magnitud, de la rugosidad del canal y en menor grado del caudal (Sotelo Ávila, 2002).

Bajo ciertas condiciones de pendiente se tiene la siguiente clasificación:

- Perfiles tipo H. Cuando la pendiente es horizontal, es decir, $y_n = \infty$.
- Perfiles tipo A. Cuando la pendiente es negativa o adversa, es decir, y_n no existe.

La Tabla A - 2 resume los diferentes tipos de perfil hidráulico que pueden existir.

Cabe mencionar algunas observaciones, los torrentes no normales, es decir, que no estén en flujo uniforme, tenderán a la altura normal si la pendiente es fuerte aguas abajo como en el caso de los perfiles S2 y S3, mientras que los ríos no normales, tenderán a altura normal si la pendiente es suave aguas arriba.

No es posible la ocurrencia de un torrente normal o en flujo uniforme con pendiente suave ni tampoco es posible la ocurrencia de un río normal en pendiente fuerte.

Tabla A - 2. Clasificación de los perfiles de flujo para un escurrimiento gradualmente variado en un canal prismático.

Clasificación	Nombre	Pendiente	Altura Crítica	Altura normal	Ecuación (27)
M1	Río Peralzado en Pendiente Suave	Pendiente Suave $S_0 < S_c$ $y_n > y_c$	Río (Subcrítico) $y > y_c$	Escurrimiento peralzado $y > y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} > 0$
M2	Río Deprimido en Pendiente Suave	Pendiente Suave $S_0 < S_c$ $y_n > y_c$	Río (Subcrítico) $y > y_c$	Escurrimiento deprimido $y < y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{(-)}{+} < 0$
M3	Torrente Deprimido en Pendiente Suave	Pendiente Suave $S_0 < S_c$ $y_n > y_c$	Torrente (Supercrítico) $y < y_c$	Escurrimiento deprimido $y < y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{(-)}{(-)} > 0$
S1	Río Peralzado en Pendiente Fuerte	Pendiente Fuerte $S_0 > S_c$ $y_n < y_c$	Río (Subcrítico) $y > y_c$	Escurrimiento peralzado $y > y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} > 0$
S2	Torrente Peralzado en Pendiente Fuerte	Pendiente Fuerte $S_0 > S_c$ $y_n < y_c$	Torrente (Supercrítico) $y < y_c$	Escurrimiento peralzado $y > y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{(-)} < 0$
S3	Torrente Deprimido en Pendiente Fuerte	Pendiente Fuerte $S_0 > S_c$ $y_n < y_c$	Torrente (Supercrítico) $y < y_c$	Escurrimiento deprimido $y < y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{(-)}{(-)} > 0$
C1	Río Peralzado en Pendiente Crítica	Pendiente Crítica $S_0 = S_c$ $y_n = y_c$	Río (Subcrítico) $y > y_c$	Escurrimiento peralzado $y > y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} > 0$
C3	Torrente Deprimido en Pendiente Crítica	Pendiente Crítica $S_0 = S_c$ $y_n = y_c$	Torrente (Supercrítico) $y < y_c$	Escurrimiento deprimido $y < y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{(-)}{(-)} > 0$
A2	Río Deprimido en Pendiente Adversa	Pendiente Adversa $S_0 < 0$ Manning indefinido	Río (Subcrítico) $y > y_c$	Escurrimiento deprimido $y < y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{(-)}{+} < 0$
A3	Torrente Deprimido en Pendiente Adversa	Pendiente Adversa $S_0 < 0$ Manning indefinido	Torrente (Supercrítico) $y < y_c$	Escurrimiento deprimido $y < y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{(-)}{(-)} > 0$
H2	Río Deprimido en Pendiente Horizontal	Pendiente Adversa $S_0 = 0$ Manning indefinido	Río (Subcrítico) $y > y_c$	Escurrimiento deprimido $y < y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{(-)}{+} < 0$
H3	Torrente Deprimido en Pendiente Horizontal	Pendiente Adversa $S_0 = 0$ Manning indefinido	Torrente (Supercrítico) $y < y_c$	Escurrimiento deprimido $y < y_n$	$\frac{dy}{dx} = \frac{(-)}{(-)} > 0$

Puntos de control

Los puntos de control, corresponden a secciones en donde la altura de escurrimiento es conocida. Estos puntos permiten obtener el eje hidráulico para el resto del canal. En general corresponden a puntos en donde se tienen alturas normales o críticas. Existen tres tipos posibles de puntos de control.

1. Control aguas arriba. Un punto de control aguas arriba produce un régimen de torrente. Un ejemplo de punto de control para este caso sería a la entrada de un canal con pendiente fuerte en donde se tiene altura crítica.
2. Control aguas abajo. Un punto de control aguas abajo produce un régimen de río. Un ejemplo de punto de control para este caso sería una caída presente al final del canal en donde se produciría altura crítica.
3. Artificiales. Estos puntos de control corresponden a estructuras que fuerzan una altura posible de conocer como es el caso de compuertas, vertederos, medidores, etc.

Anexo B: Detalle presupuesto del proyecto

Tabla B - 1. Presupuesto estimado detallado del proyecto

Actividad	Descripción	Ítem	Cantidad	Precio Unitario	Total
Acrílico	Plancha 240x180 [cm], dimensionada, e=10 [mm].	101	1	\$ 243.420	\$ 243.420
	Plancha 200x140 cm, dimensionada, e=10 [mm].	102	1	\$ 133.728	\$ 133.728
	Piezas corte laser, 10 [mm].	103	1	\$ 228.974	\$ 228.974
	Plancha 120x180, e=5 [mm].	104	1	\$ 55.322	\$ 55.322
	Piezas corte laser, e=5 [mm].	105	1	\$ 47.092	\$ 47.092
	Cloroformo 200 [ml]	106	3	\$ 2.390	\$ 7.170
	Aplicador	107	2	\$ 2.406	\$ 4.812
Bomba	Bomba PENTAX CST150/2 1.5 HP, 220 volt.	201	1	\$ 270.100	\$ 270.100
Caudalímetro	Caudalímetro Visual Flow Polipropileno. POLMAC.	301	1	\$ 550.000	\$ 550.000
Estanques	Contenedor 250 Litros	401	1	\$ 90.000	\$ 90.000
	Contenedor 820 Litros	402	1	\$ 250.000	\$ 250.000
Herramientas	Sierra caladora Bauker 710 watt	501	1	\$ 30.664	\$ 30.664
	Sierra copa 64 [mm]	502	1	\$ 8.990	\$ 8.990
	Eje de sierra copa	503	1	\$ 6.290	\$ 6.290
Plomería	Tubería PVC ϕ 63 [mm], venta por metro.	601	4	\$ 1.594	\$ 6.376
	Terminal con hilo interior paso de 63 [mm] a 2".	602	1	\$ 2.344	\$ 2.344
	Filtro de 2" para proteger la bomba.	603	1	\$ 1.562	\$ 1.562
	Codo PVC ϕ 63 [mm].	604	1	\$ 1.831	\$ 1.831
	Terminal con hilo exterior paso de 63 [mm] a 2".	605	8	\$ 1.422	\$ 11.375
	Válvula de compuerta (material latón) 2".	606	1	\$ 14.921	\$ 14.921
	Válvula de bola PVC tamaño 2".	607	1	\$ 3.913	\$ 3.913
	Terminal espiga PVC HE 2" PVC.	608	2	\$ 5.084	\$ 10.168
	Terminal HI 63 [mm] x 2".	609	2	\$ 3.429	\$ 6.858
	Manguera "presión" 50 [mm]. 2", venta por metro.	610	2	\$ 2.070	\$ 4.140
	Abrazadera.	611	2	\$ 1.400	\$ 2.800
	Vinilit. Adhesivo para PVC rápido 250 cc	612	1	\$ 1.481	\$ 1.481
	Salida de estanque (SOL/HE) 63 [mm] - 2"	613	2	\$ 4.303	\$ 8.606
	Sello de goma para flange 63 mm	614	4	\$ 1.093	\$ 4.372
Estructura metálica	Soporte nivelador	701	8	\$ 3.553	\$ 28.424
	Perfiles tipo canal de acero de 30x30, tira de 6 [m]	702	2	\$ 5.622	\$ 11.244

	Pintura anticorrosiva 1/4 galón Sherwin Williams	703	1	\$ 8.815	\$ 8.815
Cambio de pendiente	Barra roscada 1/2 [m], Φ 5/8"	801	1	\$ 4.613	\$ 4.613
				Subtotal	\$ 2.060.406
				IVA	\$ 391.477
				Total	\$ 2.451.883

Tabla B - 2. Presupuesto detallado del proyecto

ACTIVIDAD	DETALLE	ITEM	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Acrílico	Plancha 240x180 [cm] dimensionado, 10 [mm].	101	1	\$ 221.750	\$ 221.750
	Servicio corte acrílico		1	\$ 14.900	\$ 14.900
	Plancha 200x140 [cm] dimensionado, 10 [mm].	102	1	\$ 123.503	\$ 123.503
	Piezas corte laser, 10 [mm].	103	1	\$ 239.199	\$ 239.199
	Plancha 120x180, 5 [mm]. Y corte laser	104	1	\$ 89.761	\$ 89.761
	Cortes dimensionados		1	\$ 60.797	\$ 60.797
	Cortes dimensionados		1	\$ 50.120	\$ 50.120
	Cortes dimensionados		1	\$ 35.640	\$ 35.640
	Cortes dimensionados		1	\$ 108.791	\$ 108.791
	Cloroformo 200 [ml]	106	3	\$ 2.396	\$ 7.188
	Aplicador	107	2	\$ 2.187	\$ 4.374
				Subtotal	\$ 956.023
Bomba	Bomba PENTAX CST150/2 1.5 HP, 220 volt.	201	1	\$ 229.585	\$ 229.585
				Subtotal	\$ 229.585
Caudalímetro	Caudalímetro VisualFlow Polipropileno. POLMAC.	301	1	\$ 550.000	\$ 550.000
				Subtotal	\$ 550.000
Estanques	Contenedor 250 Litros	401	1	\$ 75.630	\$ 75.630
	Válvula Bola		1	\$ 5.600	\$ 5.600
	Despacho		1	\$ 8.500	\$ 8.500
	Contenedor 1700 Litros	402	1	\$ 550.000	\$ 550.000
				Subtotal	\$ 639.730
Herramienta	Sierra caladora SKIL 400W	501	1	\$ 16.186	\$ 16.186
	Set Hoja Calar		3	\$ 4.732	\$ 14.196
	Hoja Sierra		1	\$ 2.362	\$ 2.362
	Pistola Calafatera	502	1	\$ 3.504	\$ 3.504

			Subtotal	\$ 36.248	
Plomería	Tubería PVC φ 63 [mm], venta por metro.	601	3	\$ 2.521	\$ 7.563
	Tubería PVC φ 110 [mm], venta por metro.	601	1	\$ 7.739	\$ 7.739
	Codo PVC 25 mm		1	\$ 89	\$ 89
	Codo PVC φ 110 [mm].	604	1	\$ 13.345	\$ 13.345
	Codo PVC φ 63 [mm].	604	2	\$ 1.815	\$ 3.630
	Buching HE- HI 2" x 1 1/4"		1	\$ 1.731	\$ 1.731
	Niple HE 2" BLC		1	\$ 1.353	\$ 1.353
	Niple PVC 3/4 HE-HE		1	\$ 231	\$ 231
	Niple HE 1,1/4" BLC		1	\$ 630	\$ 630
	Copla HI 2"	605	1	\$ 2.311	\$ 2.311
	Terminal con HE de 63 [mm] a 2".	605	1	\$ 1.824	\$ 1.824
	Válvula de compuerta bronce 2" Hi.	606	1	\$ 28.387	\$ 28.387
	Válvula de bola PVC cementar 110.		1	\$ 71.597	\$ 71.597
	Válvula bola Zinc 3/4		1	\$ 2.176	\$ 2.176
	Válvula de bola PVC cementar 2".	607	1	\$ 8.429	\$ 8.429
	Teflón 3/4"	609	2	\$ 1.748	\$ 3.496
	Teflón 3/4"	609	1	\$ 219	\$ 219
	Terminal con HE de 63 [mm] a 2".	609	1	\$ 1.111	\$ 1.111
	Terminal con HE de 63 [mm] a 2".		1	\$ 1.850	\$ 1.850
	Terminal HI 63 [mm] x 2".	609	1	\$ 1.915	\$ 1.915
	Terminal HI 63 [mm] x 2".	609	3	\$ 2.236	\$ 6.707
	Vinilit. Adhesivo para PVC		1	\$ 3.504	\$ 3.504
	Vinilit. Adhesivo para PVC rápido 60 cc	612	1	\$ 790	\$ 790
	Unión americana 63 mm		2	\$ 4.966	\$ 9.932
	Abrazadera Cremallera		2	\$ 600	\$ 1.200
	Terminal Poli HE 2"		1	\$ 3.700	\$ 3.700
	Terminal Poli HI 2"		1	\$ 5.712	\$ 5.712
	Manguera 2"		2	\$ 9.990	\$ 19.980
	Manguera 2" plana		2	\$ 2.647	\$ 5.294
	Salida de estanque (SOL/HE) 110 mm 4"		2	\$ 29.017	\$ 58.034
	Salida de estanque (SOL/HE) 63 mm 2"	613	1	\$ 5.983	\$ 5.983

	Sello de goma para flange 110 mm		5	\$ 2.353	\$ 11.765
	Sello de goma para flange 63 mm	614	4	\$ 1.210	\$ 4.840
				Subtotal	\$ 297.066
	Soldadura	701	1	\$ 149.580	\$ 149.580
	Perno Hexagonal 5/8"	701	2	\$ 1.010	\$ 2.020
	Tuerca Hexagonal 5/8		14	\$ 99	\$ 1.386
	Golilla Hexagonal 5/8		10	\$ 65	\$ 650
	Golilla Hexagonal 5/8		4	\$ 39	\$ 154
	Perfiles tipo canal de acero de 30x30, tira de 6 [m]	702	8	\$ 5.211	\$ 41.688
SopORTE	Despacho		3	\$ 5.034	\$ 15.102
	Esmalte sintético azul		1	\$ 9.471	\$ 9.471
	Electrodo 6011 3/32		3	\$ 3.348	\$ 10.044
	Pletinas soporte a medida		2	\$ 18.500	\$ 37.000
	Disco Corte metal		1	\$ 703	\$ 703
	Pintura anticorrosiva 1/4 galón Sherwin Williams		1	\$ 8.287	\$ 8.287
				Subtotal	\$ 276.085
	Tuerca Hexagonal 5/8		2	\$ 789,90	\$ 1.580
	Golilla Hexagonal 5/8		1	\$ 789,90	\$ 790
Cambio de pendiente	Gata tijera 1.5T		1	\$ 7.227,00	\$ 7.227
	Hilo 5/8		1	\$ 2.009,00	\$ 2.009
	Barra roscada 1/2 mt, Φ 5/8"	801	1	\$ 4.382,00	\$ 4.382
				Subtotal	\$ 15.988
	Enchufe		1	\$ 1.804,00	\$ 1.804
	Alargador		1	\$ 4.370,00	\$ 4.370
	Terminales U		6	\$ 42,00	\$ 252
Instalación eléctrica	Transformador 12 v		1	\$ 3.193,00	\$ 3.193
	Interruptor 9/12 Simple		1	\$ 1.645,00	\$ 1.645
	Interruptor		1	\$ 655,00	\$ 655
	Caja interruptor		1	\$ 10.130,00	\$ 10.130
	Cordón 3x1,5 mm		1	\$ 790,00	\$ 790
				Subtotal	\$ 22.839
	Cinta masking tape 50x50		1	\$ 2.849	\$ 2.849
	Cinta masking tape 50x25		1	\$ 1.504	\$ 1.504
Otros	La gotita gel		1	\$ 1.840	\$ 1.840
	La gotita liquida		1	\$ 1.924	\$ 1.924
	Masilla epóxica		1	\$ 2.899	\$ 2.899
	Esponja 3x10mm		2	\$ 256	\$ 512

Esponja autoadhesiva	1	\$ 6.159	\$ 6.159
Lija metal N° 80	2	\$ 277	\$ 554
Lija al agua N° 80	2	\$ 210	\$ 420
Lija al agua N° 120	2	\$ 210	\$ 420
Lija al agua N° 180	4	\$ 210	\$ 840
Bolsa basura	2	\$ 3.252	\$ 6.504
Sellador Silicona	3	\$ 4.866	\$ 14.598
Regaton	42	\$ 84	\$ 3.528
Brocha chica	1	\$ 748	\$ 748
Brocha grande	1	\$ 1.084	\$ 1.084
		Subtotal	\$ 46.383

Subtotal	\$ 3.069.947
Descuentos (PA)	\$ 82.703
Subtotal desc.	\$ 2.987.244
IVA	\$ 567.576
Total	\$ 3.554.820

Anexo C: Datos de prueba aforo volumétrico para medir el caudal de salida del canal

Tabla C - 1. Datos de validación del método de cálculo del caudal de salida del canal.

Caudal caudalímetro		V ₁	V ₂	t	Caudal medido
[L/m]	[L/s]	[L]	[L]	[s]	[L/s]
30,8	0,513	30	110	159,16	0,503
59,6	0,993	30	110	81,96	0,976
87,8	1,463	30	110	55,46	1,442
119,5	1,992	30	110	40,6	1,970
147,4	2,457	30	160	53,46	2,432
182,2	3,037	40	160	40,13	2,990
208,0	3,467	40	160	35,05	3,424
240,5	4,008	40	160	30,12	3,984
269,6	4,493	40	160	27,24	4,405
301,0	5,017	40	160	24,54	4,890
329,5	5,492	60	160	17,91	5,583
359,0	5,983	40	160	20,11	5,967
388,5	6,475	40	160	18,37	6,532
420,0	7,000	50	160	15,68	7,015
450,0	7,500	50	160	14,97	7,348
480,0	8,000	60	160	12,53	7,981
508,0	8,467	70	160	11,06	8,137
540,0	9,000	70	160	10,44	8,621
570,0	9,500	80	160	8,06	9,926

Anexo D: Datos medidos en laboratorio y resultados obtenidos

Tabla D - 1. Valores medidos y sus incertidumbres para los 150 ensayos realizados.

N°	y1 [m]	± Δy1 [m]	y2 [m]	± Δy2 [m]	Q1 [m3/s]	± ΔQ1 [m3/s]	Q2 [m3/s]	± ΔQ2 [m3/s]	Qv [m3/s]	± ΔQv [m3/s]
1	0,08322	0,00015	0,08407	0,00027	0,00272	0,00003	0,00066	0,00011	0,00206	0,00011
2	0,08320	0,00048	0,08404	0,00024	0,00277	0,00003	0,00072	0,00012	0,00205	0,00012
3	0,08596	0,00039	0,08814	0,00027	0,00342	0,00003	0,00088	0,00016	0,00254	0,00016
4	0,09014	0,00045	0,09265	0,00018	0,00427	0,00004	0,00119	0,00020	0,00308	0,0002
5	0,08990	0,00042	0,09332	0,00027	0,00428	0,00004	0,00124	0,00021	0,00304	0,00021
6	0,09287	0,00027	0,09693	0,00033	0,00500	0,00005	0,00158	0,00027	0,00342	0,00027
7	0,09552	0,00039	0,10047	0,00036	0,00578	0,00006	0,00183	0,00031	0,00395	0,00032
8	0,09581	0,00051	0,10058	0,00069	0,00592	0,00006	0,00190	0,00032	0,00402	0,00033
9	0,09731	0,00045	0,10365	0,00030	0,00653	0,00007	0,00207	0,00035	0,00446	0,00036
10	0,09986	0,00060	0,10714	0,00051	0,00735	0,00007	0,00248	0,00042	0,00487	0,00043
11	0,10259	0,00087	0,10771	0,00060	0,00777	0,00008	0,00271	0,00046	0,0051	0,00047
12	0,10197	0,00033	0,10966	0,00036	0,00810	0,00008	0,00278	0,00048	0,0053	0,00049
13	0,10377	0,00045	0,11296	0,00060	0,00890	0,00009	0,00319	0,00057	0,0057	0,00058
14	0,10567	0,00054	0,11310	0,00048	0,00923	0,00009	0,00335	0,00059	0,0059	0,0006
15	0,10629	0,00015	0,11655	0,00039	0,00965	0,00010	0,00357	0,00064	0,0061	0,00065
16	0,07945	0,00024	0,08117	0,00024	0,00268	0,00003	0,00046	0,00008	0,0022	0,00009
17	0,07949	0,00018	0,08050	0,00021	0,00275	0,00003	0,00050	0,00008	0,0023	0,00009
18	0,08212	0,00033	0,08436	0,00012	0,00345	0,00003	0,00072	0,00012	0,0027	0,00012
19	0,08419	0,00021	0,08806	0,00018	0,00423	0,00004	0,00092	0,00016	0,0033	0,00016
20	0,08505	0,00066	0,08759	0,00036	0,00425	0,00004	0,00097	0,00016	0,0033	0,00016
21	0,08731	0,00039	0,09187	0,00042	0,00503	0,00005	0,00122	0,00021	0,0038	0,00022
22	0,08867	0,00039	0,09502	0,00042	0,00582	0,00006	0,00148	0,00025	0,0043	0,00026
23	0,08945	0,00084	0,09464	0,00063	0,00592	0,00006	0,00157	0,00027	0,0044	0,00028
24	0,09074	0,00024	0,09823	0,00060	0,00655	0,00007	0,00164	0,00029	0,0049	0,0003
25	0,09295	0,00030	0,10083	0,00024	0,00733	0,00007	0,00199	0,00034	0,0053	0,00035
26	0,09365	0,00111	0,10170	0,00066	0,00778	0,00008	0,00209	0,00036	0,0057	0,00037
27	0,09448	0,00066	0,10366	0,00054	0,00812	0,00008	0,00223	0,00038	0,0059	0,00039
28	0,09463	0,00036	0,10647	0,00048	0,00885	0,00009	0,00249	0,00042	0,0064	0,00043
29	0,09766	0,00066	0,10708	0,00057	0,00925	0,00009	0,00261	0,00048	0,0066	0,00049
30	0,09551	0,00063	0,10873	0,00036	0,00965	0,00010	0,00283	0,00051	0,0068	0,00052
31	0,07717	0,00015	0,07912	0,00030	0,00267	0,00003	0,00037	0,00006	0,0023	0,00007
32	0,07739	0,00036	0,07851	0,00039	0,00275	0,00003	0,00041	0,00007	0,0023	0,00008
33	0,07956	0,00033	0,08220	0,00012	0,00343	0,00003	0,00054	0,00009	0,0029	0,00009
34	0,08128	0,00030	0,08487	0,00021	0,00422	0,00004	0,00073	0,00012	0,0035	0,00013
35	0,08126	0,00027	0,08453	0,00045	0,00425	0,00004	0,00079	0,00013	0,0035	0,00014
36	0,08236	0,00051	0,08805	0,00024	0,00502	0,00005	0,00090	0,00015	0,0041	0,00016
37	0,08484	0,00036	0,09134	0,00012	0,00578	0,00006	0,00117	0,00021	0,0046	0,00022
38	0,08502	0,00057	0,09119	0,00042	0,00595	0,00006	0,00124	0,00021	0,0047	0,00022

39	0,08615	0,00051	0,09411	0,00075	0,00657	0,00007	0,00139	0,00024	0,0052	0,00025
40	0,08685	0,00063	0,09706	0,00039	0,00733	0,00007	0,00170	0,00029	0,0056	0,0003
41	0,08797	0,00063	0,09797	0,00039	0,00778	0,00008	0,00186	0,00032	0,0059	0,00033
42	0,08673	0,00060	0,10088	0,00066	0,00813	0,00008	0,00203	0,00034	0,0061	0,00035
43	0,0877	0,00072	0,10243	0,00036	0,00888	0,00009	0,00221	0,00038	0,0067	0,00039
44	0,0892	0,00063	0,10298	0,00033	0,00928	0,00009	0,00230	0,00041	0,0070	0,00042
45	0,08898	0,00126	0,10500	0,00036	0,00967	0,00010	0,00243	0,00041	0,0072	0,00042
46	0,0762	0,00030	0,07785	0,00027	0,00267	0,00003	0,00028	0,00005	0,0024	0,00006
47	0,07569	0,00018	0,07723	0,00057	0,00278	0,00003	0,00036	0,00006	0,0024	0,00007
48	0,07828	0,00015	0,08063	0,00036	0,00345	0,00003	0,00047	0,00008	0,0030	0,00009
49	0,07939	0,00036	0,08354	0,00030	0,00422	0,00004	0,00061	0,00011	0,0036	0,00012
50	0,07898	0,00033	0,08241	0,00018	0,00428	0,00004	0,00068	0,00011	0,0036	0,00012
51	0,07972	0,00027	0,08580	0,00024	0,00500	0,00005	0,00082	0,00014	0,0042	0,00015
52	0,08177	0,00066	0,08893	0,00027	0,00582	0,00006	0,00105	0,00018	0,0048	0,00019
53	0,08211	0,00039	0,08851	0,00048	0,00592	0,00006	0,00110	0,00019	0,0048	0,0002
54	0,08199	0,00096	0,09172	0,00030	0,00657	0,00007	0,00126	0,00021	0,0053	0,00022
55	0,08209	0,00084	0,09449	0,00057	0,00733	0,00007	0,00148	0,00025	0,0059	0,00026
56	0,08358	0,00102	0,09513	0,00060	0,00777	0,00008	0,00156	0,00027	0,0062	0,00028
57	0,083	0,00084	0,09668	0,00099	0,00817	0,00008	0,00165	0,00031	0,0065	0,00032
58	0,08298	0,00075	0,09890	0,00081	0,00888	0,00009	0,00192	0,00034	0,0070	0,00035
59	0,08464	0,00102	0,10003	0,00102	0,00925	0,00009	0,00201	0,00034	0,0072	0,00035
60	0,08304	0,00063	0,10244	0,00027	0,00967	0,00010	0,00227	0,00039	0,0074	0,0004
61	0,12325	0,00021	0,12376	0,00009	0,00270	0,00003	0,00060	0,00010	0,0021	0,0001
62	0,1232	0,00012	0,12355	0,00012	0,00275	0,00003	0,00064	0,00011	0,0021	0,00011
63	0,12749	0,00018	0,12836	0,00009	0,00345	0,00003	0,00087	0,00015	0,0026	0,00015
64	0,13101	0,00039	0,13233	0,00024	0,00420	0,00004	0,00114	0,00019	0,0031	0,00019
65	0,13123	0,00033	0,13210	0,00042	0,00430	0,00004	0,00121	0,00020	0,0031	0,0002
66	0,1349	0,00024	0,13651	0,00015	0,00505	0,00005	0,00140	0,00024	0,0037	0,00025
67	0,13769	0,00039	0,13993	0,00051	0,00578	0,00006	0,00160	0,00027	0,0042	0,00028
68	0,13775	0,00018	0,14018	0,00015	0,00593	0,00006	0,00177	0,00030	0,0042	0,00031
69	0,14034	0,00024	0,14337	0,00039	0,00655	0,00007	0,00190	0,00034	0,0047	0,00035
70	0,14307	0,00021	0,14648	0,00036	0,00733	0,00007	0,00217	0,00037	0,0052	0,00038
71	0,14359	0,00033	0,14769	0,00033	0,00778	0,00008	0,00232	0,00039	0,0055	0,0004
72	0,14529	0,00039	0,14888	0,00054	0,00812	0,00008	0,00241	0,00041	0,0057	0,00042
73	0,14765	0,00045	0,15240	0,00027	0,00890	0,00009	0,00284	0,00048	0,0061	0,00049
74	0,14847	0,00045	0,15250	0,00042	0,00923	0,00009	0,00295	0,00053	0,0063	0,00054
75	0,14997	0,00039	0,15521	0,00048	0,00965	0,00010	0,00305	0,00056	0,0066	0,00057
76	0,12067	0,00027	0,12135	0,00024	0,00275	0,00003	0,00044	0,00008	0,0023	0,00009
77	0,12013	0,00009	0,12053	0,00012	0,00277	0,00003	0,00045	0,00008	0,0023	0,00009
78	0,12326	0,00012	0,12424	0,00021	0,00347	0,00003	0,00061	0,00010	0,0029	0,0001
79	0,1265	0,00015	0,12799	0,00018	0,00422	0,00004	0,00086	0,00015	0,0034	0,00016

80	0,12651	0,00033	0,12743	0,00009	0,00427	0,00004	0,00094	0,00016	0,0033	0,00016
81	0,12948	0,00012	0,13157	0,00030	0,00503	0,00005	0,00107	0,00018	0,0040	0,00019
82	0,132	0,00036	0,13454	0,00027	0,00577	0,00006	0,00116	0,00020	0,0046	0,00021
83	0,13224	0,00012	0,13457	0,00024	0,00590	0,00006	0,00123	0,00021	0,0047	0,00022
84	0,13441	0,00039	0,13771	0,00036	0,00660	0,00007	0,00150	0,00025	0,0051	0,00026
85	0,13628	0,00036	0,14065	0,00063	0,00733	0,00007	0,00171	0,00029	0,0056	0,0003
86	0,1378	0,00021	0,14159	0,00027	0,00775	0,00008	0,00181	0,00032	0,0059	0,00033
87	0,1384	0,00030	0,14331	0,00042	0,00812	0,00008	0,00186	0,00032	0,0063	0,00033
88	0,13994	0,00078	0,14552	0,00039	0,00892	0,00009	0,00212	0,00038	0,0068	0,00039
89	0,14079	0,00015	0,14675	0,00051	0,00925	0,00009	0,00221	0,00038	0,0070	0,00039
90	0,14157	0,00057	0,14804	0,00039	0,00965	0,00010	0,00235	0,00041	0,0073	0,00042
91	0,11837	0,00018	0,11853	0,00006	0,00282	0,00003	0,00028	0,00005	0,0025	0,00006
92	0,11916	0,00018	0,11956	0,00021	0,00285	0,00003	0,00035	0,00006	0,0025	0,00007
93	0,12107	0,00021	0,12202	0,00015	0,00350	0,00004	0,00042	0,00007	0,0031	0,00008
94	0,123	0,00018	0,12434	0,00030	0,00422	0,00004	0,00053	0,00009	0,0037	0,0001
95	0,12317	0,00024	0,12550	0,00033	0,00437	0,00004	0,00055	0,00009	0,0038	0,0001
96	0,12513	0,00024	0,12812	0,00021	0,00500	0,00005	0,00086	0,00015	0,0041	0,00016
97	0,1283	0,00033	0,13084	0,00033	0,00578	0,00006	0,00091	0,00016	0,0049	0,00017
98	0,12833	0,00012	0,13065	0,00036	0,00593	0,00006	0,00098	0,00016	0,0050	0,00017
99	0,1301	0,00036	0,13371	0,00039	0,00657	0,00007	0,00123	0,00021	0,0053	0,00022
100	0,1323	0,00054	0,13642	0,00051	0,00733	0,00007	0,00143	0,00025	0,0059	0,00026
101	0,13254	0,00033	0,13673	0,00018	0,00777	0,00008	0,00145	0,00024	0,0063	0,00025
102	0,13356	0,00036	0,13835	0,00042	0,00812	0,00008	0,00163	0,00028	0,0065	0,00029
103	0,13514	0,00036	0,14107	0,00039	0,00890	0,00009	0,00184	0,00031	0,0071	0,00032
104	0,13567	0,00018	0,14164	0,00033	0,00928	0,00009	0,00187	0,00033	0,0074	0,00034
105	0,1367	0,00030	0,14358	0,00045	0,00967	0,00010	0,00203	0,00036	0,0076	0,00037
106	0,11746	0,00009	0,11770	0,00009	0,00285	0,00003	0,00026	0,00004	0,0026	0,00005
107	0,12052	0,00015	0,12157	0,00030	0,00357	0,00004	0,00034	0,00006	0,0032	0,00007
108	0,12178	0,00024	0,12363	0,00021	0,00422	0,00004	0,00049	0,00011	0,0037	0,00012
109	0,12232	0,00012	0,12286	0,00015	0,00427	0,00004	0,00051	0,00009	0,0038	0,0001
110	0,12413	0,00036	0,12624	0,00039	0,00510	0,00005	0,00078	0,00013	0,0043	0,00014
111	0,12573	0,00033	0,12871	0,00021	0,00565	0,00006	0,00090	0,00015	0,0048	0,00016
112	0,12679	0,00006	0,12867	0,00030	0,00595	0,00006	0,00098	0,00017	0,0050	0,00018
113	0,12692	0,00030	0,13091	0,00015	0,00638	0,00006	0,00111	0,00019	0,0053	0,0002
114	0,1281	0,00048	0,13275	0,00024	0,00695	0,00007	0,00122	0,00020	0,0057	0,00021
115	0,12898	0,00066	0,13499	0,00045	0,00763	0,00008	0,00140	0,00024	0,0062	0,00025
116	0,13021	0,00036	0,13474	0,00018	0,00777	0,00008	0,00146	0,00025	0,0063	0,00026
117	0,13026	0,00033	0,13677	0,00033	0,00832	0,00008	0,00152	0,00025	0,0068	0,00026
118	0,13195	0,00045	0,13902	0,00042	0,00922	0,00009	0,00163	0,00028	0,0076	0,00029
119	0,13316	0,00030	0,13934	0,00030	0,00928	0,00009	0,00168	0,00028	0,0076	0,00029
120	0,13307	0,00048	0,14066	0,00054	0,00967	0,00010	0,00182	0,00031	0,0079	0,00033

121	0,1718	0,00024	0,17230	0,00009	0,00307	0,00003	0,00053	0,00009	0,0025	0,00009
122	0,17453	0,00024	0,17506	0,00021	0,00373	0,00004	0,00066	0,00011	0,0031	0,00012
123	0,17689	0,00006	0,17825	0,00012	0,00435	0,00004	0,00085	0,00014	0,0035	0,00015
124	0,17761	0,00021	0,17839	0,00018	0,00448	0,00004	0,00090	0,00016	0,0036	0,00016
125	0,1804	0,00033	0,18158	0,00009	0,00522	0,00005	0,00110	0,00019	0,0041	0,0002
126	0,18269	0,00018	0,18475	0,00021	0,00597	0,00006	0,00132	0,00022	0,0047	0,00023
127	0,18295	0,00036	0,18527	0,00021	0,00600	0,00006	0,00136	0,00023	0,0046	0,00024
128	0,18537	0,00024	0,18751	0,00045	0,00670	0,00007	0,00153	0,00026	0,0052	0,00027
129	0,1868	0,00012	0,18921	0,00036	0,00700	0,00007	0,00158	0,00028	0,0054	0,00029
130	0,1874	0,00036	0,19039	0,00045	0,00745	0,00007	0,00168	0,00029	0,0058	0,0003
131	0,18998	0,00039	0,19246	0,00039	0,00800	0,00008	0,00184	0,00031	0,0062	0,00032
132	0,18936	0,00030	0,19295	0,00024	0,00818	0,00008	0,00193	0,00032	0,0063	0,00033
133	0,19172	0,00039	0,19505	0,00024	0,00893	0,00009	0,00213	0,00037	0,0068	0,00038
134	0,19217	0,00060	0,19596	0,00027	0,00900	0,00009	0,00215	0,00037	0,0069	0,00038
135	0,19387	0,00039	0,19791	0,00051	0,00967	0,00010	0,00238	0,00041	0,0073	0,00042
136	0,1732	0,00027	0,17423	0,00009	0,00467	0,00005	0,00068	0,00011	0,0040	0,00012
137	0,17343	0,00036	0,17511	0,00027	0,00485	0,00005	0,00071	0,00012	0,0041	0,00013
138	0,1746	0,00018	0,17585	0,00012	0,00523	0,00005	0,00084	0,00014	0,0044	0,00015
139	0,17636	0,00006	0,17828	0,00024	0,00567	0,00006	0,00089	0,00015	0,0048	0,00016
140	0,17613	0,00009	0,17840	0,00012	0,00580	0,00006	0,00100	0,00017	0,0048	0,00018
141	0,17842	0,00009	0,18010	0,00018	0,00637	0,00006	0,00105	0,00018	0,0053	0,00019
142	0,17977	0,00039	0,18181	0,00012	0,00692	0,00007	0,00115	0,00019	0,0058	0,0002
143	0,17991	0,00015	0,18245	0,00036	0,00695	0,00007	0,00116	0,00020	0,0058	0,00021
144	0,1814	0,00024	0,18366	0,00060	0,00747	0,00007	0,00131	0,00022	0,0062	0,00023
145	0,18227	0,00030	0,18523	0,00027	0,00805	0,00008	0,00142	0,00024	0,0066	0,00025
146	0,18268	0,00039	0,18524	0,00048	0,00817	0,00008	0,00141	0,00024	0,0068	0,00025
147	0,18354	0,00039	0,18653	0,00024	0,00855	0,00009	0,00158	0,00027	0,0070	0,00028
148	0,18459	0,00030	0,18826	0,00021	0,00910	0,00009	0,00161	0,00028	0,0075	0,00029
149	0,18475	0,00039	0,18831	0,00039	0,00913	0,00009	0,00173	0,00030	0,0074	0,00031
150	0,18554	0,00051	0,18954	0,00027	0,00958	0,00010	0,00182	0,00031	0,0078	0,00033

Tabla D - 2. Datos usados y resultados obtenidos al usar el método de De Marchi.

N°	L [m]	w [m]	E1 [m]	E2 [m]	w/y1	L/y1	L/b	Cm Obs	Cm Est	Qv [L/s] Est
1	0,30	0,06	0,08564	0,08421	0,721	3,605	2,00	0,637	0,644	2,01
2	0,30	0,06	0,08571	0,08421	0,721	3,606	2,00	0,633	0,644	2,01
3	0,30	0,06	0,08955	0,08837	0,698	3,490	2,00	0,635	0,633	2,47
4	0,30	0,06	0,09523	0,09302	0,666	3,328	2,00	0,615	0,618	2,95
5	0,30	0,06	0,09504	0,09372	0,667	3,337	2,00	0,599	0,619	3,04
6	0,30	0,06	0,09944	0,09753	0,646	3,230	2,00	0,577	0,609	3,43
7	0,30	0,06	0,10382	0,10122	0,628	3,141	2,00	0,582	0,601	3,83
8	0,30	0,06	0,10447	0,10139	0,626	3,131	2,00	0,586	0,600	3,84

9	0,30	0,06	0,10752	0,10455	0,617	3,083	2,00	0,593	0,596	4,21
10	0,30	0,06	0,11214	0,10835	0,601	3,004	2,00	0,575	0,588	4,58
11	0,30	0,06	0,11560	0,10915	0,585	2,924	2,00	0,555	0,581	4,58
12	0,30	0,06	0,11628	0,11112	0,588	2,942	2,00	0,573	0,582	4,85
13	0,30	0,06	0,12045	0,11477	0,578	2,891	2,00	0,560	0,578	5,20
14	0,30	0,06	0,12297	0,11509	0,568	2,839	2,00	0,550	0,573	5,16
15	0,30	0,06	0,12498	0,11868	0,564	2,822	2,00	0,538	0,571	5,59
16	0,40	0,06	0,08203	0,08124	0,755	5,035	2,67	0,647	0,656	2,21
17	0,40	0,06	0,08220	0,08059	0,755	5,032	2,67	0,672	0,656	2,12
18	0,40	0,06	0,08612	0,08453	0,731	4,871	2,67	0,642	0,644	2,64
19	0,40	0,06	0,08991	0,08831	0,713	4,751	2,67	0,647	0,635	3,15
20	0,40	0,06	0,09071	0,08787	0,705	4,703	2,67	0,640	0,631	3,05
21	0,40	0,06	0,09484	0,09227	0,687	4,581	2,67	0,616	0,622	3,64
22	0,40	0,06	0,09844	0,09557	0,677	4,511	2,67	0,621	0,618	4,07
23	0,40	0,06	0,09938	0,09526	0,671	4,472	2,67	0,618	0,615	3,97
24	0,40	0,06	0,10256	0,09886	0,661	4,408	2,67	0,618	0,610	4,52
25	0,40	0,06	0,10705	0,10171	0,646	4,303	2,67	0,600	0,602	4,81
26	0,40	0,06	0,10930	0,10266	0,641	4,271	2,67	0,613	0,600	4,92
27	0,40	0,06	0,11123	0,10471	0,635	4,234	2,67	0,598	0,597	5,19
28	0,40	0,06	0,11446	0,10771	0,634	4,227	2,67	0,600	0,597	5,57
29	0,40	0,06	0,11800	0,10843	0,614	4,096	2,67	0,581	0,587	5,57
30	0,40	0,06	0,11866	0,11027	0,628	4,188	2,67	0,595	0,594	5,81
31	0,50	0,06	0,07988	0,07917	0,778	6,479	3,33	0,628	0,664	2,37
32	0,50	0,06	0,08025	0,07857	0,775	6,461	3,33	0,663	0,662	2,25
33	0,50	0,06	0,08377	0,08230	0,754	6,285	3,33	0,638	0,652	2,85
34	0,50	0,06	0,08739	0,08504	0,738	6,152	3,33	0,661	0,643	3,25
35	0,50	0,06	0,08746	0,08473	0,738	6,153	3,33	0,665	0,643	3,18
36	0,50	0,06	0,09078	0,08829	0,729	6,071	3,33	0,672	0,639	3,77
37	0,50	0,06	0,09536	0,09171	0,707	5,893	3,33	0,636	0,627	4,24
38	0,50	0,06	0,09613	0,09161	0,706	5,881	3,33	0,650	0,627	4,19
39	0,50	0,06	0,09934	0,09460	0,696	5,804	3,33	0,636	0,622	4,65
40	0,50	0,06	0,10300	0,09776	0,691	5,757	3,33	0,621	0,619	5,07
41	0,50	0,06	0,10571	0,09879	0,682	5,684	3,33	0,619	0,615	5,15
42	0,50	0,06	0,10666	0,10180	0,692	5,765	3,33	0,604	0,620	5,63
43	0,50	0,06	0,11095	0,10349	0,684	5,701	3,33	0,613	0,616	5,81
44	0,50	0,06	0,11374	0,10411	0,673	5,605	3,33	0,609	0,610	5,83
45	0,50	0,06	0,11576	0,10621	0,674	5,619	3,33	0,599	0,611	6,12
46	0,60	0,06	0,07898	0,07788	0,787	7,874	4,00	0,602	0,665	2,54
47	0,60	0,06	0,07875	0,07728	0,793	7,927	4,00	0,647	0,669	2,41
48	0,60	0,06	0,08268	0,08071	0,766	7,665	4,00	0,613	0,654	3,01
49	0,60	0,06	0,08580	0,08366	0,756	7,558	4,00	0,632	0,649	3,52

50	0,60	0,06	0,08564	0,08256	0,760	7,597	4,00	0,677	0,651	3,28
51	0,60	0,06	0,08864	0,08601	0,753	7,526	4,00	0,661	0,647	3,90
52	0,60	0,06	0,09326	0,08925	0,734	7,338	4,00	0,638	0,637	4,40
53	0,60	0,06	0,09390	0,08886	0,731	7,307	4,00	0,651	0,635	4,29
54	0,60	0,06	0,09655	0,09215	0,732	7,318	4,00	0,639	0,636	4,85
55	0,60	0,06	0,10017	0,09505	0,731	7,309	4,00	0,637	0,635	5,29
56	0,60	0,06	0,10318	0,09574	0,718	7,179	4,00	0,639	0,628	5,34
57	0,60	0,06	0,10497	0,09734	0,723	7,229	4,00	0,643	0,631	5,60
58	0,60	0,06	0,10895	0,09975	0,723	7,231	4,00	0,632	0,631	6,09
59	0,60	0,06	0,11172	0,10095	0,709	7,089	4,00	0,611	0,623	6,15
60	0,60	0,06	0,11379	0,10355	0,723	7,225	4,00	0,591	0,631	6,24
61	0,30	0,10	0,12434	0,12381	0,811	2,434	2,00	0,666	0,661	2,07
62	0,30	0,10	0,12433	0,12361	0,812	2,435	2,00	0,671	0,662	2,06
63	0,30	0,10	0,12915	0,12846	0,784	2,353	2,00	0,628	0,649	2,64
64	0,30	0,10	0,13334	0,13250	0,763	2,290	2,00	0,610	0,640	3,16
65	0,30	0,10	0,13366	0,13229	0,762	2,286	2,00	0,619	0,640	3,12
66	0,30	0,10	0,13808	0,13675	0,741	2,224	2,00	0,608	0,631	3,70
67	0,30	0,10	0,14169	0,14023	0,726	2,179	2,00	0,612	0,624	4,17
68	0,30	0,10	0,14195	0,14054	0,726	2,178	2,00	0,606	0,624	4,18
69	0,30	0,10	0,14528	0,14377	0,713	2,138	2,00	0,606	0,619	4,63
70	0,30	0,10	0,14902	0,14698	0,699	2,097	2,00	0,607	0,613	5,06
71	0,30	0,10	0,15025	0,14825	0,696	2,089	2,00	0,623	0,611	5,22
72	0,30	0,10	0,15237	0,14948	0,688	2,065	2,00	0,621	0,608	5,38
73	0,30	0,10	0,15589	0,15319	0,677	2,032	2,00	0,600	0,603	5,86
74	0,30	0,10	0,15723	0,15335	0,674	2,021	2,00	0,612	0,602	5,85
75	0,30	0,10	0,15936	0,15609	0,667	2,000	2,00	0,604	0,599	6,26
76	0,40	0,10	0,12185	0,12138	0,829	3,315	2,67	0,643	0,659	2,35
77	0,40	0,10	0,12134	0,12056	0,832	3,330	2,67	0,688	0,660	2,21
78	0,40	0,10	0,12506	0,12429	0,811	3,245	2,67	0,669	0,651	2,76
79	0,40	0,10	0,12902	0,12809	0,791	3,162	2,67	0,633	0,642	3,36
80	0,40	0,10	0,12909	0,12755	0,790	3,162	2,67	0,642	0,641	3,25
81	0,40	0,10	0,13290	0,13172	0,772	3,089	2,67	0,625	0,633	3,94
82	0,40	0,10	0,13633	0,13471	0,758	3,030	2,67	0,638	0,627	4,44
83	0,40	0,10	0,13675	0,13476	0,756	3,025	2,67	0,644	0,626	4,43
84	0,40	0,10	0,13988	0,13798	0,744	2,976	2,67	0,624	0,621	4,94
85	0,40	0,10	0,14284	0,14099	0,734	2,935	2,67	0,620	0,616	5,45
86	0,40	0,10	0,14497	0,14196	0,726	2,903	2,67	0,629	0,612	5,58
87	0,40	0,10	0,14621	0,14369	0,723	2,890	2,67	0,632	0,611	5,89
88	0,40	0,10	0,14915	0,14600	0,715	2,858	2,67	0,639	0,608	6,25
89	0,40	0,10	0,15058	0,14726	0,710	2,841	2,67	0,638	0,605	6,45
90	0,40	0,10	0,15211	0,14861	0,706	2,825	2,67	0,637	0,604	6,67

91	0,50	0,10	0,11966	0,11854	0,845	4,224	3,33	0,707	0,656	2,33
92	0,50	0,10	0,12046	0,11958	0,839	4,196	3,33	0,634	0,653	2,55
93	0,50	0,10	0,12297	0,12205	0,826	4,130	3,33	0,658	0,647	3,00
94	0,50	0,10	0,12567	0,12438	0,813	4,065	3,33	0,690	0,641	3,40
95	0,50	0,10	0,12602	0,12554	0,812	4,059	3,33	0,676	0,641	3,61
96	0,50	0,10	0,12875	0,12822	0,799	3,996	3,33	0,637	0,635	4,10
97	0,50	0,10	0,13290	0,13095	0,779	3,897	3,33	0,646	0,625	4,61
98	0,50	0,10	0,13317	0,13078	0,779	3,896	3,33	0,661	0,625	4,57
99	0,50	0,10	0,13588	0,13390	0,769	3,843	3,33	0,629	0,621	5,14
100	0,50	0,10	0,13926	0,13667	0,756	3,779	3,33	0,620	0,615	5,66
101	0,50	0,10	0,14033	0,13699	0,754	3,772	3,33	0,656	0,614	5,72
102	0,50	0,10	0,14194	0,13866	0,749	3,744	3,33	0,638	0,612	6,00
103	0,50	0,10	0,14497	0,14146	0,740	3,700	3,33	0,630	0,607	6,55
104	0,50	0,10	0,14628	0,14204	0,737	3,685	3,33	0,648	0,606	6,66
105	0,50	0,10	0,14805	0,14403	0,732	3,658	3,33	0,630	0,604	7,02
106	0,60	0,10	0,11879	0,11771	0,851	5,108	4,00	0,639	0,649	2,58
107	0,60	0,10	0,12251	0,12159	0,830	4,978	4,00	0,595	0,639	3,40
108	0,60	0,10	0,12450	0,12367	0,821	4,927	4,00	0,607	0,634	3,83
109	0,60	0,10	0,12508	0,12290	0,818	4,905	4,00	0,636	0,633	3,63
110	0,60	0,10	0,12796	0,12633	0,806	4,834	4,00	0,608	0,627	4,34
111	0,60	0,10	0,13031	0,12882	0,795	4,772	4,00	0,593	0,622	4,85
112	0,60	0,10	0,13178	0,12880	0,789	4,732	4,00	0,614	0,619	4,81
113	0,60	0,10	0,13265	0,13107	0,788	4,727	4,00	0,598	0,619	5,30
114	0,60	0,10	0,13477	0,13294	0,781	4,684	4,00	0,600	0,615	5,70
115	0,60	0,10	0,13692	0,13523	0,775	4,652	4,00	0,602	0,612	6,18
116	0,60	0,10	0,13828	0,13501	0,768	4,608	4,00	0,602	0,609	6,09
117	0,60	0,10	0,13951	0,13705	0,768	4,606	4,00	0,612	0,609	6,56
118	0,60	0,10	0,14302	0,13933	0,758	4,547	4,00	0,627	0,604	7,04
119	0,60	0,10	0,14417	0,13967	0,751	4,506	4,00	0,611	0,601	7,08
120	0,60	0,10	0,14504	0,14104	0,751	4,509	4,00	0,611	0,601	7,37
121	0,40	0,15	0,17252	0,17232	0,873	2,328	2,67	0,659	0,661	2,53
122	0,40	0,15	0,17557	0,17509	0,859	2,292	2,67	0,674	0,655	2,98
123	0,40	0,15	0,17826	0,17830	0,848	2,261	2,67	0,644	0,650	3,53
124	0,40	0,15	0,17905	0,17845	0,845	2,252	2,67	0,644	0,649	3,57
125	0,40	0,15	0,18230	0,18166	0,831	2,217	2,67	0,643	0,643	4,09
126	0,40	0,15	0,18511	0,18487	0,821	2,190	2,67	0,628	0,639	4,72
127	0,40	0,15	0,18539	0,18539	0,820	2,186	2,67	0,619	0,638	4,78
128	0,40	0,15	0,18833	0,18766	0,809	2,158	2,67	0,627	0,633	5,18
129	0,40	0,15	0,18998	0,18937	0,803	2,141	2,67	0,614	0,631	5,52
130	0,40	0,15	0,19098	0,19057	0,800	2,134	2,67	0,629	0,630	5,76
131	0,40	0,15	0,19400	0,19267	0,790	2,105	2,67	0,620	0,625	6,13

132	0,40	0,15	0,19359	0,19318	0,792	2,112	2,67	0,626	0,626	6,23
133	0,40	0,15	0,19664	0,19532	0,782	2,086	2,67	0,633	0,622	6,61
134	0,40	0,15	0,19714	0,19623	0,781	2,081	2,67	0,622	0,621	6,78
135	0,40	0,15	0,19951	0,19824	0,774	2,063	2,67	0,622	0,618	7,17
136	0,60	0,15	0,17485	0,17426	0,866	3,464	4,00	0,625	0,630	4,01
137	0,60	0,15	0,17520	0,17515	0,865	3,460	4,00	0,609	0,630	4,26
138	0,60	0,15	0,17663	0,17590	0,859	3,436	4,00	0,620	0,627	4,40
139	0,60	0,15	0,17870	0,17834	0,851	3,402	4,00	0,589	0,623	5,01
140	0,60	0,15	0,17859	0,17847	0,852	3,407	4,00	0,596	0,624	5,00
141	0,60	0,15	0,18131	0,18018	0,841	3,363	4,00	0,599	0,619	5,42
142	0,60	0,15	0,18313	0,18190	0,834	3,338	4,00	0,603	0,616	5,81
143	0,60	0,15	0,18329	0,18254	0,834	3,335	4,00	0,590	0,616	5,97
144	0,60	0,15	0,18525	0,18378	0,827	3,308	4,00	0,591	0,612	6,27
145	0,60	0,15	0,18669	0,18536	0,823	3,292	4,00	0,602	0,611	6,62
146	0,60	0,15	0,18722	0,18537	0,821	3,284	4,00	0,611	0,610	6,63
147	0,60	0,15	0,18846	0,18669	0,817	3,269	4,00	0,600	0,608	6,93
148	0,60	0,15	0,19010	0,18843	0,813	3,250	4,00	0,603	0,606	7,41
149	0,60	0,15	0,19029	0,18850	0,812	3,248	4,00	0,596	0,606	7,38
150	0,60	0,15	0,19159	0,18975	0,808	3,234	4,00	0,598	0,604	7,69

Tabla D - 3. Mediciones obtenidas del estudio de Bagheri et al. (2014b).

N°	L [m]	w [m]	y1 [m]	y2 [m]	Q1 [m3/s]	Q2 [m3/s]	Qv [m3/s]
1	0,204	0,053	0,1270	0,1290	0,01918	0,01178	7,40
2	0,204	0,053	0,1530	0,1615	0,04020	0,02821	11,99
3	0,204	0,053	0,1700	0,1780	0,04315	0,02838	14,77
4	0,204	0,053	0,2000	0,2030	0,03088	0,01061	20,27
5	0,204	0,053	0,2190	0,2225	0,03535	0,01118	24,17
6	0,204	0,053	0,2350	0,2390	0,03936	0,01167	27,69
7	0,304	0,053	0,0995	0,1065	0,02233	0,01599	6,34
8	0,304	0,053	0,1220	0,1280	0,02401	0,01351	10,50
9	0,304	0,053	0,1300	0,1410	0,03571	0,02300	12,71
10	0,304	0,053	0,1570	0,1660	0,03665	0,01803	18,62
11	0,304	0,053	0,1630	0,1710	0,03624	0,01621	20,03
12	0,304	0,053	0,1910	0,1985	0,04330	0,01544	27,86
13	0,403	0,054	0,0950	0,1045	0,02069	0,01314	7,55
14	0,403	0,054	0,1170	0,1270	0,02789	0,01515	12,74
15	0,403	0,054	0,1300	0,1395	0,02863	0,01247	16,16
16	0,403	0,054	0,1370	0,1465	0,03131	0,01289	18,42
17	0,403	0,054	0,1430	0,1565	0,04075	0,01943	21,32
18	0,403	0,054	0,1590	0,1710	0,04016	0,01419	25,97
19	0,603	0,054	0,0920	0,1025	0,02059	0,01020	10,39

20	0,603	0,054	0,1030	0,1150	0,02577	0,01118	14,59
21	0,603	0,054	0,1130	0,1260	0,03053	0,01187	18,66
22	0,603	0,054	0,1210	0,1400	0,03603	0,01268	23,35
23	0,603	0,054	0,1200	0,1430	0,04015	0,01660	23,55
24	0,603	0,054	0,1320	0,1480	0,03571	0,00885	26,86
25	0,504	0,055	0,0920	0,0985	0,01735	0,00991	7,44
26	0,504	0,055	0,1040	0,1140	0,02239	0,01099	11,40
27	0,504	0,055	0,1130	0,1270	0,02626	0,01169	14,57
28	0,504	0,055	0,1250	0,1380	0,03108	0,01246	18,62
29	0,504	0,055	0,1450	0,1580	0,03938	0,01355	25,83
30	0,203	0,101	0,1635	0,1660	0,02367	0,01773	5,94
31	0,203	0,101	0,2130	0,2170	0,02941	0,01600	13,41
32	0,203	0,101	0,2360	0,2400	0,03977	0,02220	17,57
33	0,203	0,101	0,2470	0,2500	0,02669	0,00615	20,54
34	0,203	0,101	0,2700	0,2730	0,03186	0,00649	25,37
35	0,203	0,101	0,2870	0,2905	0,03578	0,00671	29,07
36	0,303	0,102	0,1580	0,1620	0,02863	0,02113	7,50
37	0,303	0,102	0,1700	0,1760	0,03635	0,02621	10,14
38	0,303	0,102	0,1990	0,2030	0,02672	0,01059	16,13
39	0,303	0,102	0,2075	0,2115	0,02901	0,01083	18,18
40	0,303	0,102	0,2300	0,2350	0,03584	0,01151	24,33
41	0,405	0,103	0,1420	0,1460	0,02291	0,01636	6,55
42	0,405	0,103	0,1640	0,1700	0,02985	0,01806	11,79
43	0,405	0,103	0,1810	0,1895	0,04029	0,02356	16,73
44	0,405	0,103	0,1840	0,1880	0,02775	0,01016	17,59
45	0,405	0,103	0,2020	0,2105	0,03936	0,01579	23,57
46	0,504	0,103	0,1500	0,1550	0,02322	0,01307	10,15
47	0,504	0,103	0,1610	0,1680	0,03176	0,01786	13,90
48	0,504	0,103	0,1700	0,1780	0,03579	0,01858	17,21
49	0,504	0,103	0,1815	0,1885	0,03577	0,01483	20,94
50	0,504	0,103	0,1890	0,1975	0,03940	0,01521	24,19
51	0,604	0,103	0,1430	0,1470	0,01859	0,00876	9,83
52	0,604	0,103	0,1525	0,1620	0,03169	0,01750	14,19
53	0,604	0,103	0,1630	0,1685	0,02680	0,00953	17,27
54	0,604	0,103	0,1690	0,1775	0,03493	0,01435	20,58
55	0,604	0,103	0,1740	0,1845	0,03782	0,01459	23,23
56	0,203	0,151	0,1950	0,1965	0,02753	0,02391	3,62
57	0,203	0,151	0,2340	0,2365	0,03537	0,02691	8,46
58	0,203	0,151	0,2470	0,2500	0,04342	0,03284	10,58
59	0,203	0,151	0,2660	0,2700	0,04331	0,02911	14,20
60	0,203	0,151	0,2925	0,2960	0,04398	0,02509	18,89

61	0,403	0,152	0,1990	0,2005	0,02278	0,01521	7,57
62	0,403	0,152	0,2160	0,2225	0,04308	0,03043	12,65
63	0,403	0,152	0,2250	0,2285	0,03571	0,02141	14,30
64	0,403	0,152	0,2420	0,2485	0,04240	0,02257	19,83
65	0,403	0,152	0,2550	0,2600	0,03651	0,01213	24,38
66	0,504	0,153	0,2150	0,2200	0,03575	0,02102	14,73
67	0,504	0,153	0,2220	0,2260	0,02817	0,01120	16,97
68	0,504	0,153	0,2300	0,2350	0,03153	0,01145	20,08
69	0,504	0,153	0,2380	0,2425	0,03970	0,01706	22,64
70	0,504	0,153	0,2460	0,2510	0,03791	0,01192	25,99
71	0,605	0,153	0,2070	0,2130	0,03559	0,02062	14,97
72	0,605	0,153	0,2140	0,2190	0,03579	0,01858	17,21
73	0,605	0,153	0,2170	0,2240	0,04010	0,02124	18,86
74	0,605	0,153	0,2200	0,2275	0,04162	0,02142	20,20
75	0,605	0,153	0,2280	0,2320	0,03656	0,01404	22,52
76	0,303	0,154	0,2170	0,2215	0,04181	0,03260	9,21
77	0,303	0,154	0,2310	0,2360	0,04153	0,02929	12,24
78	0,303	0,154	0,2410	0,2455	0,03649	0,02241	14,08
79	0,303	0,154	0,2640	0,2690	0,04349	0,02368	19,81
80	0,303	0,154	0,2860	0,2910	0,04459	0,01893	25,66

Tabla D - 4. Valores calculados para el desarrollo del modelo mediante el método de Dominguez

ϕ	m	w/y2	L/b	CdD Obs	CdD Est	Qv [L/s] Est
0,99243	0,41851	0,714	2,00	0,415	0,404	2,00
0,99252	0,41722	0,714	2,00	0,414	0,404	2,00
0,98153	0,41276	0,681	2,00	0,405	0,396	2,48
0,97977	0,40119	0,648	2,00	0,393	0,389	3,04
0,97268	0,38690	0,643	2,00	0,376	0,387	3,13
0,96881	0,37452	0,619	2,00	0,363	0,382	3,60
0,96337	0,37919	0,597	2,00	0,365	0,377	4,07
0,96471	0,38380	0,597	2,00	0,370	0,377	4,09
0,95460	0,38574	0,579	2,00	0,368	0,372	4,51
0,94962	0,37726	0,560	2,00	0,358	0,368	5,00
0,96463	0,37899	0,557	2,00	0,366	0,367	5,08
0,94803	0,38180	0,547	2,00	0,362	0,365	5,37
0,93982	0,37534	0,531	2,00	0,353	0,361	5,85
0,95127	0,38035	0,531	2,00	0,362	0,361	5,87
0,93496	0,36409	0,515	2,00	0,340	0,357	6,38
0,98415	0,41349	0,739	2,67	0,407	0,398	2,17
0,99061	0,43698	0,745	2,67	0,433	0,399	2,08
0,98017	0,41367	0,711	2,67	0,405	0,391	2,64

0,96728	0,41111	0,681	2,67	0,398	0,384	3,20
0,97836	0,41311	0,685	2,67	0,404	0,385	3,13
0,96308	0,39264	0,653	2,67	0,378	0,378	3,81
0,95044	0,39346	0,631	2,67	0,374	0,373	4,33
0,95925	0,39719	0,634	2,67	0,381	0,373	4,26
0,94355	0,39312	0,611	2,67	0,371	0,368	4,87
0,94216	0,38794	0,595	2,67	0,365	0,364	5,32
0,94143	0,40081	0,590	2,67	0,377	0,363	5,47
0,93457	0,39011	0,579	2,67	0,365	0,360	5,82
0,91816	0,39047	0,564	2,67	0,359	0,357	6,33
0,93500	0,39257	0,560	2,67	0,367	0,356	6,44
0,91069	0,39313	0,552	2,67	0,358	0,354	6,75
0,98159	0,40038	0,758	3,33	0,393	0,390	2,29
0,98933	0,42430	0,764	3,33	0,420	0,392	2,18
0,97604	0,40439	0,730	3,33	0,395	0,384	2,81
0,96850	0,41506	0,707	3,33	0,402	0,378	3,29
0,97117	0,41892	0,710	3,33	0,407	0,379	3,22
0,95206	0,41614	0,681	3,33	0,396	0,372	3,87
0,94727	0,39626	0,657	3,33	0,375	0,367	4,50
0,94983	0,40668	0,658	3,33	0,386	0,367	4,47
0,93747	0,39624	0,638	3,33	0,371	0,362	5,05
0,92251	0,38644	0,618	3,33	0,356	0,358	5,65
0,92477	0,39087	0,612	3,33	0,361	0,356	5,84
0,89731	0,37156	0,595	3,33	0,333	0,352	6,44
0,89478	0,38530	0,586	3,33	0,345	0,350	6,77
0,90192	0,39237	0,583	3,33	0,354	0,349	6,89
0,88854	0,38561	0,571	3,33	0,343	0,347	7,33
0,98416	0,38335	0,771	4,00	0,377	0,381	2,42
0,98509	0,40891	0,777	4,00	0,403	0,383	2,30
0,97825	0,38703	0,744	4,00	0,379	0,375	2,95
0,96309	0,39081	0,718	4,00	0,376	0,369	3,54
0,96900	0,41690	0,728	4,00	0,404	0,371	3,31
0,94749	0,40077	0,699	4,00	0,380	0,365	4,01
0,94043	0,38805	0,675	4,00	0,365	0,359	4,69
0,94643	0,39828	0,678	4,00	0,377	0,360	4,60
0,92186	0,38384	0,654	4,00	0,354	0,354	5,31
0,90377	0,38044	0,635	4,00	0,344	0,350	5,95
0,91081	0,38982	0,631	4,00	0,355	0,349	6,10
0,89643	0,38977	0,621	4,00	0,349	0,346	6,46
0,88258	0,38695	0,607	4,00	0,342	0,343	6,99
0,88763	0,38340	0,600	4,00	0,340	0,341	7,26

0,86256	0,36940	0,586	4,00	0,319	0,338	7,85
0,99691	0,43306	0,808	2,00	0,432	0,426	2,07
0,99788	0,44052	0,809	2,00	0,440	0,426	2,05
0,99492	0,40881	0,779	2,00	0,407	0,419	2,66
0,99253	0,39932	0,756	2,00	0,396	0,414	3,20
0,99507	0,40654	0,757	2,00	0,405	0,414	3,16
0,99117	0,39744	0,733	2,00	0,394	0,408	3,78
0,98803	0,39922	0,715	2,00	0,394	0,404	4,28
0,98704	0,39400	0,713	2,00	0,389	0,404	4,32
0,98421	0,39385	0,697	2,00	0,388	0,400	4,80
0,98261	0,39457	0,683	2,00	0,388	0,397	5,28
0,97928	0,40309	0,677	2,00	0,395	0,395	5,47
0,98197	0,40508	0,672	2,00	0,398	0,394	5,66
0,97675	0,38944	0,656	2,00	0,380	0,391	6,22
0,98027	0,40098	0,656	2,00	0,393	0,390	6,24
0,97482	0,39295	0,644	2,00	0,383	0,388	6,68
0,99580	0,41991	0,824	2,67	0,418	0,418	2,31
0,99751	0,44648	0,830	2,67	0,445	0,419	2,18
0,99409	0,43048	0,805	2,67	0,428	0,413	2,76
0,99129	0,40874	0,781	2,67	0,405	0,408	3,38
0,99459	0,41617	0,785	2,67	0,414	0,409	3,29
0,98812	0,40345	0,760	2,67	0,399	0,403	4,00
0,98589	0,41134	0,743	2,67	0,406	0,399	4,53
0,98705	0,41566	0,743	2,67	0,410	0,399	4,54
0,98210	0,40044	0,726	2,67	0,393	0,395	5,12
0,97682	0,39641	0,711	2,67	0,387	0,391	5,68
0,98001	0,40354	0,706	2,67	0,395	0,390	5,86
0,97445	0,40248	0,698	2,67	0,392	0,388	6,20
0,97143	0,40701	0,687	2,67	0,395	0,386	6,64
0,96975	0,40556	0,681	2,67	0,393	0,384	6,88
0,96746	0,40467	0,675	2,67	0,391	0,383	7,14
0,99899	0,45537	0,844	3,33	0,455	0,410	2,29
0,99749	0,41388	0,836	3,33	0,413	0,409	2,47
0,99417	0,42832	0,820	3,33	0,426	0,405	2,93
0,99193	0,44255	0,804	3,33	0,439	0,401	3,37
0,98612	0,42976	0,797	3,33	0,424	0,399	3,60
0,98257	0,40366	0,781	3,33	0,397	0,396	4,13
0,98549	0,41220	0,764	3,33	0,406	0,392	4,70
0,98672	0,42234	0,765	3,33	0,417	0,392	4,66
0,97984	0,39779	0,748	3,33	0,390	0,388	5,32
0,97746	0,39232	0,733	3,33	0,383	0,385	5,92

0,97713	0,41508	0,731	3,33	0,406	0,384	5,99
0,97418	0,40074	0,723	3,33	0,390	0,382	6,35
0,96870	0,39558	0,709	3,33	0,383	0,379	6,98
0,96861	0,40673	0,706	3,33	0,394	0,378	7,11
0,96435	0,39340	0,696	3,33	0,379	0,376	7,57
0,99847	0,41469	0,850	4,00	0,414	0,400	2,50
0,99353	0,38634	0,823	4,00	0,384	0,393	3,31
0,98881	0,39095	0,809	4,00	0,387	0,390	3,77
0,99671	0,41089	0,814	4,00	0,410	0,391	3,59
0,98750	0,38746	0,792	4,00	0,383	0,386	4,36
0,98270	0,37406	0,777	4,00	0,368	0,383	4,95
0,98907	0,38968	0,777	4,00	0,385	0,383	4,94
0,97726	0,37357	0,764	4,00	0,365	0,380	5,48
0,97388	0,37372	0,753	4,00	0,364	0,377	5,94
0,96686	0,37062	0,741	4,00	0,358	0,374	6,51
0,97493	0,37630	0,742	4,00	0,367	0,375	6,44
0,96459	0,37640	0,731	4,00	0,363	0,372	6,97
0,96218	0,38528	0,719	4,00	0,371	0,369	7,56
0,96698	0,37920	0,718	4,00	0,367	0,369	7,65
0,95990	0,37550	0,711	4,00	0,360	0,367	8,00
0,99782	0,43165	0,871	2,67	0,431	0,429	2,53
0,99773	0,43799	0,857	2,67	0,437	0,426	2,99
0,99428	0,41864	0,842	2,67	0,416	0,422	3,55
0,99672	0,42401	0,841	2,67	0,423	0,422	3,57
0,99513	0,41659	0,826	2,67	0,415	0,418	4,16
0,99165	0,40876	0,812	2,67	0,405	0,415	4,76
0,99063	0,39931	0,810	2,67	0,396	0,414	4,86
0,99146	0,40533	0,800	2,67	0,402	0,412	5,30
0,99047	0,39799	0,793	2,67	0,394	0,411	5,64
0,98825	0,40617	0,788	2,67	0,401	0,409	5,88
0,99036	0,40145	0,779	2,67	0,398	0,407	6,31
0,98609	0,40210	0,777	2,67	0,397	0,407	6,41
0,98723	0,40678	0,769	2,67	0,402	0,405	6,86
0,98554	0,39834	0,765	2,67	0,393	0,404	7,05
0,98474	0,39864	0,758	2,67	0,393	0,402	7,47
0,99557	0,40003	0,861	4,00	0,398	0,402	4,03
0,99281	0,39449	0,857	4,00	0,392	0,401	4,24
0,99468	0,39977	0,853	4,00	0,398	0,401	4,42
0,99194	0,38146	0,841	4,00	0,378	0,398	5,03
0,99048	0,38119	0,841	4,00	0,378	0,398	5,06
0,99301	0,38621	0,833	4,00	0,384	0,396	5,49

0,99160	0,38611	0,825	4,00	0,383	0,394	5,94
0,98958	0,37681	0,822	4,00	0,373	0,393	6,11
0,99079	0,37901	0,817	4,00	0,376	0,392	6,43
0,98805	0,38202	0,810	4,00	0,377	0,390	6,86
0,98966	0,38871	0,810	4,00	0,385	0,390	6,86
0,98801	0,38038	0,804	4,00	0,376	0,389	7,22
0,98543	0,38235	0,797	4,00	0,377	0,387	7,70
0,98587	0,37685	0,797	4,00	0,372	0,387	7,72
0,98423	0,37751	0,791	4,00	0,372	0,386	8,07

Anexo E: Error experimental y propagación del error

E.1. Estimación del error experimental

Toda cantidad experimental medida o calculada debe ser informada siempre acompañada del valor de su incertidumbre.

Para una cantidad medida N veces, el valor a informar corresponderá al promedio de las N mediciones, el cual estará dado por:

$$\bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i$$

Para la estimación del error experimental o incertidumbre es necesario considerar dos tipos de error, el error aleatorio y el error instrumental.

Es posible estimar el error aleatorio para una serie de mediciones como la desviación estándar σ de los datos medidos. Si la muestra tiene N datos, entonces la desviación estándar estará dada por:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\bar{x} - x_i)^2}{N - 1}}$$

Pero se debe entender que la desviación estándar representa una magnitud asociada al error de cada dato medido, por lo tanto, es necesario calcular el error típico del promedio, dado por la siguiente relación:

$$\sigma_m = \frac{\sigma}{\sqrt{N}}$$

El valor de σ_m está asociado a la cantidad de mediciones realizadas y este será menor mientras mayor sea el número de mediciones.

En la mayoría de los casos de interés práctico es correcto considerar que si una cantidad es medida 100 veces, 68 de las veces el valor medido caerá en el intervalo $(\bar{x} - \sigma; \bar{x} + \sigma)$, 96 de las veces caerá en el intervalo $(\bar{x} - 2\sigma; \bar{x} + 2\sigma)$ y 99 de las veces en el intervalo $(\bar{x} - 3\sigma; \bar{x} + 3\sigma)$, esto es válido para aquellos casos en que los errores se distribuyen normalmente adoptando la forma de una campana de Gauss.

De lo anterior se establece como criterio emplear como error aleatorio de una muestra la siguiente expresión:

$$EA = 3\sigma_m$$

Por otro lado el error instrumental (EI) corresponde generalmente a la resolución del instrumento, la cual corresponde a la mínima diferencia que es capaz de discriminar. En algunos casos la resolución está dada por el fabricante y en otros se puede estimar como:

- $\pm \frac{1}{2}$ de la división más pequeña de la escala, para instrumentos analógicos.
- ± 1 en el último dígito, para instrumentos digitales.

Finalmente el error experimental de la medición de una variable x estará dado por la expresión:

$$\Delta x = \sqrt{EA^2 + EI^2}$$

Aquellos valores que no provienen de mediciones tales como las constantes de una ecuación, no tienen error asociado.

E.2. Propagación del error

La propagación del error corresponde al conjunto de reglas que permiten estimar el error asociado a cualquier medición indirecta obtenida a partir de mediciones directas que tienen asociado un error experimental.

Para los efectos del presente trabajo, se utilizó la hipótesis estadística para calcular la propagación del error. En la hipótesis estadística se supone que las variables con aleatorias e independientes entre sí y que su distribución es de forma normal o gaussiana.

Sean $A = \bar{A} \pm \Delta A$, $B = \bar{B} \pm \Delta B$ Y $C = \bar{C} \pm \Delta C$ tres cantidades medidas, con sus promedios y errores correspondientes. Las expresiones para la propagación del error son las siguientes:

- **Suma y resta.** Para una cantidad Q calculada a partir de sumas y restas de cantidades medidas:

$$Q = A + B - C$$

El error propagado ΔQ está dado por:

$$\Delta Q = \sqrt{\Delta A^2 + \Delta B^2 + \Delta C^2}$$

- **Multiplicación, división, potenciación y radicación.** Para una cantidad Q calculada a partir de productos, cocientes de cantidades medidas y sus potencias

$$Q = \frac{A^m B^n}{C^p}$$

El error propagado ΔQ está dado por:

$$\Delta Q = \bar{Q} \sqrt{\left(m \frac{\Delta A}{\bar{A}}\right)^2 + \left(n \frac{\Delta B}{\bar{B}}\right)^2 + \left(p \frac{\Delta C}{\bar{C}}\right)^2}$$

En general para calcular medidas indirectas que están en función de otras $F = f(x, y, z, \dots)$, el error total ΔF estará dado por la siguiente expresión:

$$\Delta F = \sqrt{\left|\frac{\delta F}{\delta x}\right|^2 \Delta x^2 + \left|\frac{\delta F}{\delta y}\right|^2 \Delta y^2 + \left|\frac{\delta F}{\delta z}\right|^2 \Delta z^2 \dots}$$

Anexo F: Análisis de varianza de los modelos de regresión lineal

F.1. Adecuación de los modelos

F.1.1. Coeficiente de determinación R^2 y de determinación R^2 ajustado

Mediante el valor de los estadísticos R^2 y R^2 ajustado se evaluó la adecuación global de los modelos. El coeficiente de determinación R^2 corresponde al porcentaje de variación de la variable dependiente que es explicado por las variables independientes en el modelo de regresión, mientras más cercano sea su valor a 1 mejor es el ajuste. El coeficiente de determinación ajustado es muy útil en los casos en que el modelo considera varios regresores o parámetros independientes. Es común que una mayor cantidad de regresores aumente el valor de R^2 del modelo, independiente de si las variables están realizando una real contribución al modelo, por lo tanto, el valor de R^2 ajustado penaliza la adición de términos que no son útiles al modelo, lo cual se ve reflejado en el hecho de que el valor del R^2 ajustado sea muy inferior al valor de R^2 . Es pertinente aclarar que el coeficiente de determinación no es suficiente para evaluar la bondad de ajuste del modelo, por lo cual es necesario realizar prueba de significancia tanto a la regresión como a los parámetros del modelo, con el fin de estudiar mejor su bondad de ajuste.

F.1.2. Prueba-F de significancia de la regresión y prueba t de significancia de los parámetros

Para comprobar la adecuación del modelo o su bondad de ajuste se utilizó la prueba de significancia de la regresión o prueba F, la cual permite determinar si existe una relación lineal entre la respuesta y cualquiera de las variables regresoras consideradas. Se considera una prueba general de adecuación cuya hipótesis nula es que todos los parámetros de la regresión son iguales a cero, y cuyo rechazo significa que uno de los parámetros aporta de manera significativa al modelo (Montgomery, Peck, & Vining, 2006).

Al determinar mediante la prueba F, que al menos uno de los parámetros considerados en la regresión es importante, se debe determinar si todos los parámetros considerados son un aporte al modelos de regresión, para esto se utilizó el estadístico t. Esta prueba tiene la hipótesis nula de que el valor real del parámetro es cero, por lo tanto si se rechaza la hipótesis significa que el parámetro es distinto de 0 y por lo tanto, realiza un aporte real al modelo. También se presentan los intervalos de confianza de 95% de los parámetros de la regresión, esto quiere decir que para el valor real del parámetro en cuestión está dentro del intervalo considerado con un 95% de certeza. Además el ancho de dichos intervalos es una medida de la calidad de la regresión.

F.1.3. Parámetros estadísticos de dispersión

Para evaluar la exactitud de la ecuación del modelo para estimar el coeficiente de descarga y la exactitud de la ecuación común de vertedero y de la ecuación de De Marchi para estimar el caudal vertido se usaron tres parámetros estadísticos de dispersión.

- Raíz del error cuadrático medio (RMSE): Este parámetro estadístico indica la dispersión de los resultados o el error medio entre los datos reales y los datos de la curva ajustada pero, este amplifica y penaliza con mayor fuerza los errores de mayor magnitud.
- Error medio absoluto (MAE): Este parámetro indica la bondad de ajuste pero desde una perspectiva más equilibrada privilegiando los valores medios del error.
- Error porcentual medio absoluto (MAPE): Este parámetro indica el tamaño promedio del error absoluto en términos porcentuales.

F.1.4. Validación de los modelos

Con los modelos de regresión lineal múltiple fue posible predecir un coeficiente de descarga y estimar un caudal vertido por el vertedero lateral. El análisis y estudio de la adecuación del modelo investiga el ajuste del modelo a los datos disponibles para su desarrollo, pero, se debe considerar que un buen ajuste del modelo a los datos usados en el proceso de desarrollo, no implica necesariamente que el modelo sea capaz de predecir observaciones nuevas (Montgomery, Peck, & Vining, 2006). Por esta razón fue necesario realizar una validación de los modelos mediante la técnica de validación conocida como “Recolección de nuevos datos – Corridos de confirmación” (Montgomery, Peck, & Vining, 2006). El conjunto de nuevos datos para validar el modelo respecto a su eficiencia de predicción es de un total de 50 ensayos. Es recomendable contar con al menos 15 a 20 nuevas observaciones para evaluar de manera fiable la predicción del modelo (Montgomery, Peck, & Vining, 2006). En estos nuevos ensayos se midieron las mismas variables que en el caso del conjunto de datos para desarrollar los modelos. En el caso de este estudio, en el cual se han desarrollado dos modelos de regresión usando los mismos datos de desarrollo, la comparación de la eficiencia de predicción de los modelos es la base sobre la cual es posible escoger el mejor modelo, además, considerando que el uso del canal será principalmente enfocado al ámbito académico y de investigación mediante la realización de futuras experiencias de laboratorio, obtener buenos resultados de validación en los modelos asegura que el uso de las ecuaciones propuestas entregue resultados eficientes durante la etapa de operación del canal.

F.2. Modelo utilizando el método de De Marchi

A continuación se presentan los resultados del modelo considerando a C_m dependiente de F_1

Tabla F - 1.

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación múltiple	0,719
Coefficiente de determinación R^2	0,517
R^2 ajustado	0,504

Error típico	0,020
Observaciones	150

Tabla F - 2.

ANÁLISIS DE VARIANZA						
Prueba F de Fisher	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F	
Regresión	4	0,062	0,0156	38,829	4,571E-22	
Residuos	145	0,058	0,0004			
Total	149	0,121				
Prueba de t student	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	0,307	0,044	6,910	1,423E-10	0,219	0,394
Variable F1	0,043	0,024	1,831	6,919E-02	-0,003	0,090
Variable w/y1	0,487	0,063	7,738	1,576E-12	0,362	0,611
Variable L/b	0,014	0,002	8,091	2,173E-13	0,010	0,017
Variable L/y1	-0,038	0,005	-8,403	3,669E-14	-0,047	-0,029

De la prueba de t-student para la variable F1 se concluye que la variable no realiza un aporte significativo al modelo. Los siguientes son los resultados del modelo sin depender Cm de F1.

Tabla F - 3.

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación múltiple	0,711
Coefficiente de determinación R²	0,506
R² ajustado	0,496
Error típico	0,020
Observaciones	150

Tabla F - 4.

ANÁLISIS DE VARIANZA						
Prueba F de Fisher	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F	
Regresión	3	0,061	0,0203	49,852	3,035E-22	
Residuos	146	0,060	0,0004			
Total	149	0,121				
Prueba de t student	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	0,378	0,021	17,944	9,343E-39	0,337	0,420
Variable w/y1	0,388	0,033	11,741	7,857E-23	0,323	0,454
Variable L/b	0,015	0,002	9,108	5,878E-16	0,012	0,018
Variable L/y1	-0,034	0,004	-8,534	1,672E-14	-0,042	-0,026

F.3. Modelo utilizando el método de Domínguez

A continuación se presentan los resultados del modelo utilizado para estimar el coeficiente de descarga de Domínguez CdD en función de w/y_2 y L/b .

Tabla F - 5

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0,842
Coeficiente de determinación R ²	0,709
R ² ajustado	0,705
Error típico	0,013
Observaciones	150

Tabla F - 6

ANÁLISIS DE VARIANZA						
Prueba F de Fisher	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F	
Regresión	2	0,062	0,0301	179,2	3,837E-40	
Residuos	147	0,025	0,0002			
Total	149	0,087				
Prueba de t student	Coeficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	0,273	0,009	30,183	7,05E-65	0,255	0,290
Variable w/y_2	0,234	0,013	18,003	5,27E-39	0,208	0,260
Variable L/b	-0,018	0,002	-11,462	3,93E-22	-0,021	-0,014