



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

INFLUENCIA DEL DEPOSITO DE SEDIMENTO EN EL COMPORTAMIENTO DE UNA  
BATERIA DE COMPUERTAS

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**

PRESENTA:  
**RUBINAY PÉREZ GUTIÉRREZ**

**TUTOR PRINCIPAL:**  
DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ  
**COMITÉ TUTOR:**  
DR. FUENTES MARILES ÓSCAR, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. DOMÍNGUEZ MORA RAMÓN, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
M.I. FRANCO VICTOR, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. POZOS ESTRADA ÓSCAR, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. JUNIO 2017



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. FUENTES MARILES ÓSCAR  
Secretario: DR. DOMÍNGUEZ MORA RAMÓN  
Vocal: DR. GRACIA SÁNCHEZ JESÚS  
1 er. Suplente: M.I. FRANCO VICTOR  
2 d o. Suplente: DR. POZOS ESTRADA ÓSCAR

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ

-----  
FIRMA

## **AGRADECIMIENTOS**

*Agradezco infinitamente a Dios por prestarme la vida, por permitirme concluir esta etapa de superación y por sus múltiples bendiciones.*

*A mi familia por sus porras y consejos que sin duda fueron de gran ayuda.*

*Al Dr. M. Ángel Jiménez Zavaleta por el empuje, lecciones y recomendaciones.*

*Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico  
brindado durante todo este proceso.*

*Un gran agradecimiento a mi tutor el Dr. Jesús Gracia Sánchez por su paciencia,  
asesorías y dedicación en este trabajo, así también a su equipo de trabajo que fue de  
gran apoyo.*

*Asimismo doy gracias a todos los que colaboraron con la integración de este trabajo  
de una u otra manera.*

*“La riqueza de la experiencia humana perdería algo de su gratificante alegría sino  
hubiesen limitaciones por superar”*

# ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL</b>	<b>3</b>
1.1 Canal de la margen derecha	6
1.2 Características del funcionamiento hidráulico del canal de la margen derecha.	7
1.3 Funcionamiento Ineficiente	9
1.4 Estrategia de aforos	12
<b>2. ESTADO DEL ARTE DEL CÁLCULO HIDRÁULICO EN COMPUERTAS RADIALES Y LÍNEAS DE CORRIENTES.</b>	<b>14</b>
2.1. Compuertas Radiales	14
2.1.1 Parámetros generales en el estudio de compuertas radiales	15
2.1.2 Formulas propuestas por Henderson (1966)	19
2.1.3 Fórmulas recomendadas en Sotelo (1976)	19
2.1.4 Fórmula propuesta por Cozzo (1978)	20
2.1.5 Fórmula propuesta por Toch (1978)	20
2.2 Clasificación de flujos	23
2.2.1 Según su comportamiento en el tiempo	23
2.2.2 Según la forma como se mueve en el espacio	24
2.2.3 Según su comportamiento en el espacio	24
2.2.4 Según la rotación de las partículas	26
2.2.5 Según las fuerzas viscosas	27
2.3 Líneas de corriente	29
<b>3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO FÍSICO</b>	<b>32</b>
3.1 Descripción del modelo físico	33

3.2 Similitud hidráulica	37
3.2.1 Número de Reynolds	39
3.2.2 Número de Froude	41
3.3 Escalas de los modelos	42
<b>4. DATOS DE PRUEBAS REALIZADAS EN EL MODELO FÍSICO Y RESULTADOS</b>	<b>45</b>
4.1 Operación del modelo	45
4.2 Desarrollo de los experimentos	46
4.2.1 Ingreso de gasto al modelo físico	47
4.2.2. Colocación de material (depósito de sedimento) en el acceso del canal de la margen derecha	47
4.2.3. Establecimiento de tirantes y abertura de compuertas radiales	51
4.2.4. Medición de la elevación de la superficie libre de agua en la obra de control	52
4.3. Resultados	54
4.3.1 Resultados de los experimentos en laboratorio (Sin depósito de sedimento)	54
4.3.2 Resultados de los experimentos en laboratorio (Con depósito de sedimento)	55
<b>5. CALCULO TEORICO DEL COMPORTAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES</b>	<b>62</b>
5.1 Datos obtenidos con la teoría de Henderson	63
5.2 Datos obtenidos con la teoría de Sotelo	64
5.3 Datos obtenidos con la teoría de Cozzo	66
<b>6. COMPARACION DE RESULTADOS</b>	<b>69</b>
6.1 Comparación de datos teóricos y experimentales	69
6.2 Comparación de datos teóricos y mediciones en prototipo	70

6.3 Comparación de datos teóricos (con depósito de sedimento) y mediciones de campo	72
6.3.1 Configuración de sedimento #1	73
6.3.2 Configuración de sedimento #2	76
6.3.3 Configuración de sedimento #3	78
6.4 Comportamiento de líneas de corriente	81
6.4.1 Configuración de sedimento #1	82
6.4.2 Configuración de sedimento #2	85
6.4.3 Configuración de sedimento #3	86
6.5 Ajustes de curvas Elevaciones-Gastos (H vs Q) de prototipo	88
<b>7. SIMULACIÓN NUMÉRICA</b>	<b>102</b>
7.1 Mallado del modelo numérico	104
7.2 Construcción de la geometría	105
7.3 Rugosidad del modelo numérico	107
7.4 Condiciones de frontera	107
7.4.1 Frontera aguas arriba	107
7.4.2 Frontera aguas abajo	109
7.5 Elección de paso de tiempo y tiempo de simulación	109
7.6 Resultados de simulación numérica	110
7.6.1 Escenario 1	110
7.6.2 Escenario 2	112

<b>8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>116</b>
<b>REFERENCIAS</b>	<b>121</b>
<b>LISTAS DE FIGURAS, GRAFICAS, TABLAS Y SIMBOLOS</b>	<b>123</b>
<b>LISTAS GRAFICAS</b>	<b>125</b>
<b>LISTAS DE TABLAS</b>	<b>126</b>
<b>LISTAS DE SIMBOLOS</b>	<b>127</b>



## INTRODUCCIÓN

En el desarrollo de la humanidad, el hombre a través de la Ingeniería Hidráulica ha desarrollado grandes obras hidráulicas -para dar solución a inconvenientes ocasionados en los cauces por efectos de los fenómenos hidrometeorológicos. Sin embargo, esto trajo consigo diferentes necesidades como: control y regulación de avenidas, almacenamientos y distribución del agua.

Debido a la magnitud de las obras y sus costos, además por su experimentación, se requirió analizar estas obras en los laboratorios para su mejor funcionamiento, por lo que se realizaron modelos físicos a escala, cuyos resultados obtenidos en estos son de gran utilidad para el diseño del prototipo.

Con la finalidad de defenderse de la naturaleza se han implementado obras de protección contra avenidas, que permiten reducir riesgos de inundación, así como evitar pérdidas humanas y daños materiales.

La mayor parte de la Ciudad de Villahermosa, Tabasco, está entre los ríos Carrizal y La Sierra. Con el objetivo de disminuir el riesgo de que se inunde esta ciudad, se han realizado varios estudios de control de avenidas en ambos ríos, principalmente en los tramos que pasan por la ciudad, una de esas obras hidráulicas es la estructura de control denominada “El Macayo”, la cual se localiza en el Río Carrizal.

Debido a lo anterior, se aborda un tema del funcionamiento de la batería de compuertas del canal de la margen derecha y debido a que en zona de la estructura de control se presentan azolves, se ensayaron en el modelo físico con diferentes configuraciones de depósito de sedimento fino en las

proximidades del acceso del canal sobre la misma margen para describir las variaciones que se presentan en las curvas elevaciones gastos (H vs Q) para descarga libre y compuertas parcialmente abiertas, para comparar con los de prototipo y analizar los resultados.

Con lo antes mencionado, se pretende demostrar que el depósito de sedimento está alterando el funcionamiento del canal de la margen derecha de la estructura, partiendo de los antecedentes de la zona y de los datos de mediciones de campo.

Asimismo, otro de los objetivos de este trabajo es presentar el desarrollo del estudio para obtener un ajuste de la curva H vs Q con los datos de prototipo proporcionado para este trabajo, que a su vez pueden servir de ellas para calcular el gasto que descargan las compuertas como leyes de descarga para el canal de la margen derecha de la estructura de control “El Macayo.

Además se representa y define el comportamiento de las líneas de corriente en el acceso al canal de llamada en la estructura de control en la margen derecha para determinar las características hidráulicas y las dificultades que se pueden presentar de acuerdo al diagnóstico, que dañen la obra de protección o disminuyan su eficiencia, por las distintas configuraciones de depósito de sedimento.

Con la finalidad de representar los fenómenos en estudio en el presente trabajo, también se incluyen simulaciones realizados en el software Telemac-2d, donde se comentan y se comparan los resultados obtenidos con la simulación matemática y física.

Al final de este trabajo se incluyen las conclusiones y recomendaciones a las que se llegaron después del estudio y análisis del conjunto de resultados obtenidos y los datos proporcionados.

## 1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL

La estructura de control denominada “El Macayo”, se localiza sobre el río Carrizal, aproximadamente a 2.5 km hacia aguas abajo de la bifurcación del río Mezcalapa en los ríos Samaria y Carrizal, en el estado de Tabasco, ver esquema de la fig. 1.1. Esta estructura fue construida para controlar los caudales que transporta el río Carrizal y atenuar el impacto de las inundaciones, disminuyendo así, el riesgo de que este río se desborde e inunde parte de la ciudad de Villahermosa, Tabasco.

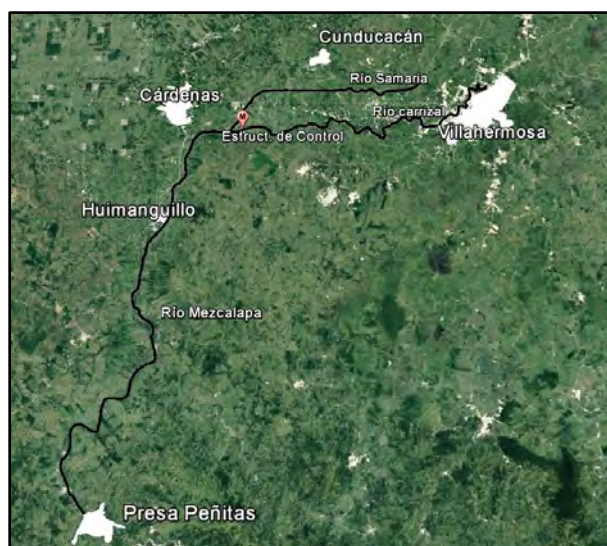


Figura 1.1 Localización de la estructura de control

Se sabe que después de la construcción de esta estructura de control, el tramo inicial del río Carrizal que está comprendido entre la bifurcación y la estructura de control, tiene un notable proceso de azolve; para estudiar alternativas cuyo objetivo sea mejorar el funcionamiento hidráulico de este tramo, se dispone de varios modelos matemáticos; algunos se basan en la hipótesis de flujo unidimensional, y otros el movimiento del líquido es del tipo bidimensional horizontal.

La estructura de control “El Macayo” está formada por dos canales de descarga construidos sobre las márgenes del río Carrizal, y una cortina a lo ancho del cauce, cuya corona está a la elevación de 22 msnm. Por la margen izquierda se controlan un caudal de 350 m<sup>3</sup>/s y por la margen derecha se controlan 500 m<sup>3</sup>/s. En la fig. 1.2 se incluye la fotografía de la estructura.

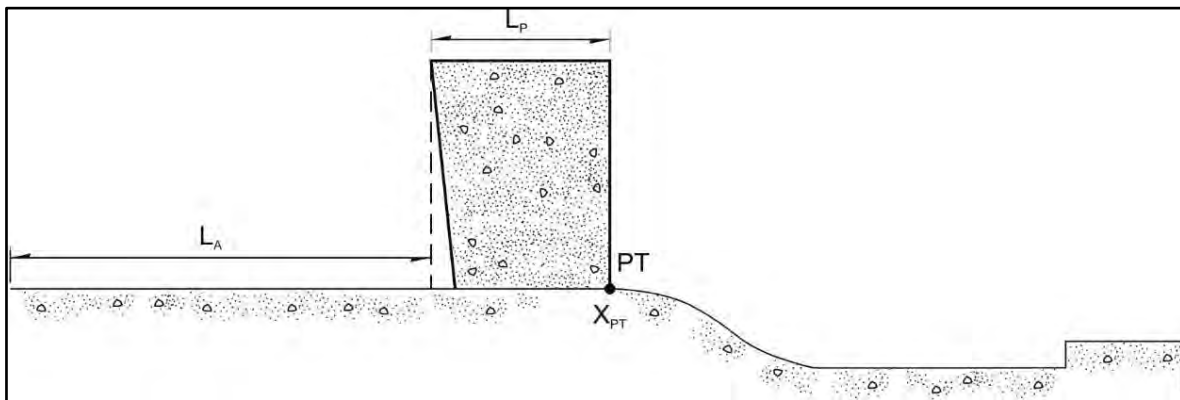


*Figura 1.2. Estructura de Control “El Macayo”*

Ambos canales están formados por: un canal de llamada, un conjunto de pilas donde se apoyan las compuertas de tipo radial que controlan la descarga del flujo, y un tanque amortiguador, cuya finalidad es la de disipar la energía por medio de un salto hidráulico, para entregar el flujo en

condiciones admisibles al río, después del tanque amortiguador está el canal de descarga.

En la fig. 1.3 se incluye el esquema del perfil longitudinal donde se indican las principales características geométricas de cualquiera de los dos canales; a continuación se describe con detalle el canal de la margen derecha.



*Figura 1.3 Esquema general del perfil longitudinal de cada canal*



*Figura 1.4 Ríos que rodean la ciudad de Villahermosa, Tabasco.*

## 1.1 Canal de la margen derecha

Este canal inicia con una plantilla horizontal a la elevación de 12 msnm, con una contracción gradual, cuya longitud es de 50.88 m; a lo largo de la misma el muro de la margen derecha es perpendicular a la plantilla, mientras que el talud de la margen izquierda varía a lo largo de la transición, hasta llegar a ser perpendicular; posteriormente, la sección transversal del canal es de forma rectangular, en una distancia de 34.12 m; después, se tiene el conjunto de pilas donde están apoyadas las compuertas; la distancia  $LA$ , desde el inicio del canal de llamada hasta la nariz de las pilas es de 85 m.

El canal tiene cuatro compuertas radiales de 5 m de ancho cada una, apoyadas sobre tres pilas de 1.5 m de ancho, el radio de estas compuertas es 10.80 m, y la altura del perno con respecto a la plantilla del canal es 6.5 m; la longitud de las pilas es 36.7 m, y la distancia,  $LP$ , que hay entre la nariz de las pilas y el punto de tangencia donde inicia la curva vertical es de 32.3 m. En la fig. 1.5 se presenta el plano de este canal.

Como comentario, las plantillas de los tanques disipadores de ambos canales están a la elevación de 8 msnm, y entregan el agua al río Carrizal por medio de los canales de salida.

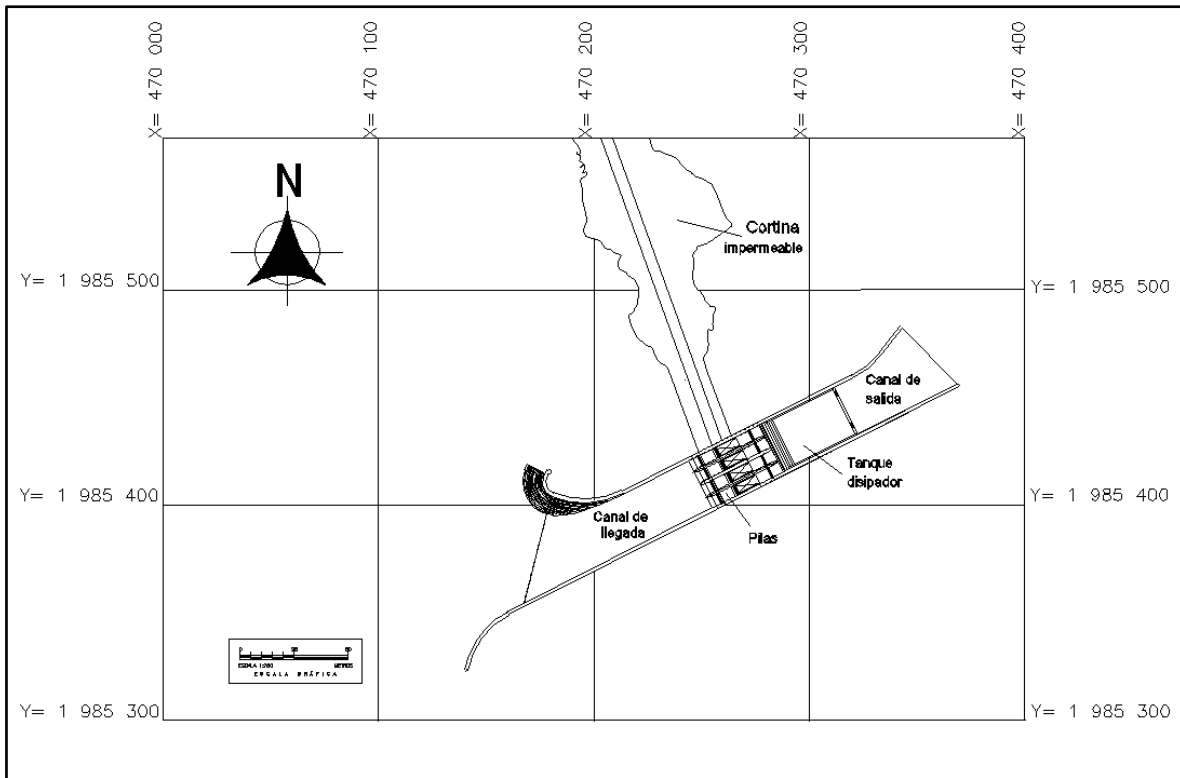


Figura 1. 5 Versión simplificada del plano del canal de la Margen Derecha, El Macayo

## 1.2. Características del funcionamiento hidráulico del canal de la margen derecha.

El tramo del río Carrizal que está comprendido entre la bifurcación y la estructura de control, es de pendiente pequeña y presenta cambios notables en el ancho de sus secciones transversales; éstos varían entre 200 y 400 m; en cambio, el ancho total de ambos canales de la estructura, en el tramo donde están las pilas, con todas las compuertas totalmente abiertas es de 35 m; este notable estrechamiento da lugar a que la estructura produzca un remanso, por lo que en el tramo del río Carrizal que está ubicado aguas arriba de los canales de acceso, se tiene un flujo en régimen subcrítico. Así, en ambos canales de acceso, cuya plantilla es horizontal, el flujo ingresa en régimen subcrítico y continúa con el mismo hasta donde inician las curvas verticales de los tanques de amortiguamiento, cuyo punto de tangencia, *PT*,

está prácticamente al final del tramo comprendido por la longitud de las pilas (ver fig. 2.1).

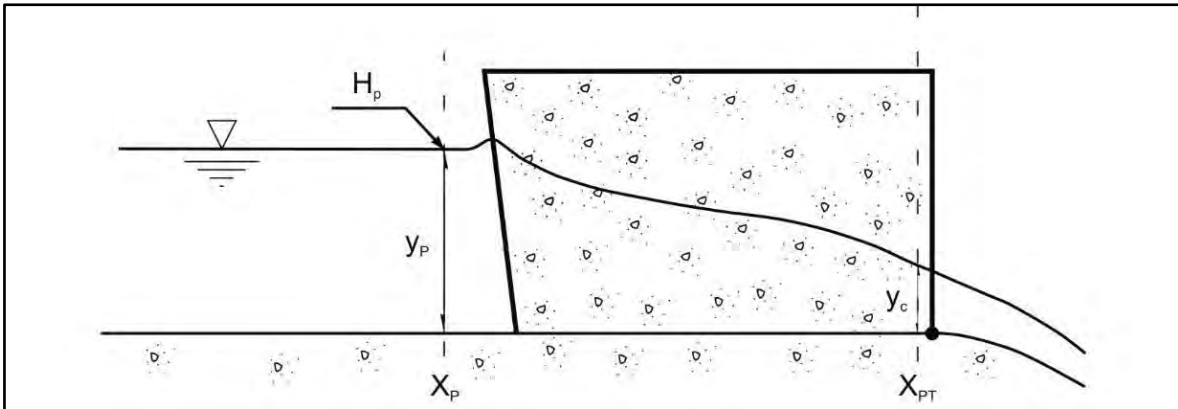


Figura 1.6. Características del perfil hidráulico en el tramo donde están las pilas

Es conveniente hacer notar que, por un lado, la capacidad de descarga de estos dos canales depende de varios factores, como los siguientes: la rugosidad de la plantilla y paredes, la pendiente de la plantilla, las curvaturas de los tramos iniciales y la presencia de las pilas.

Por otro lado, en cada uno de los canales se tiene una escala que permite leer la elevación de la superficie libre del agua; dicha escala se localiza aproximadamente a 10 m hacia aguas arriba de la nariz de las pilas de ambos canales, como se indica en la fotografía que se incluyen en la fig. 2.2.



Figura 1.7. Escala para leer  $H_p$  en el canal de la Margen Derecha



Así, el hecho de que las escalas estén a unos cuantos metros de la nariz de las pilas, evita la necesidad de incluir los efectos en la capacidad de descarga de los canales, que son producidos por las curvas horizontales que se tienen en ambos canales de llamada; además, la localización de las escalas disminuye la incertidumbre que se tiene con respecto a la resistencia al flujo en los canales de acceso, desde la entrada hasta donde están las pilas. Por tanto, es notable la conveniencia de que la ley de descarga de cada canal esté referida a la elevación del nivel del agua en donde se tienen las escalas; inclusive, es recomendable emplear la lectura del nivel del agua en las escalas para conocer la carga con la que funcionan las compuertas cuando están parcialmente abiertas.

### **1.3 Funcionamiento Ineficiente**

La ciudad de Villahermosa ha sufrido inundaciones por el desbordamiento del Rio carrizal, por lo que fue necesario construir la estructura, sin embargo, desde su concepción, se sabía que uno de los problemas importantes sería el relacionado con el sedimento, pues una estructura con ésas características, limitaría el paso del sedimento, causando su acumulación en el tramo de llegada, ya que las compuertas causarían un aumento en los tirantes, la disminución de la velocidad y por lo tanto el depósito de sedimento en dicha zona.

Una de las principales repercusiones que ha tenido el depósito del material sólido en el tramo de llegada a la estructura, es que en el estiaje, los niveles del agua en la bifurcación son bajos, provocando que no ingrese suficiente agua a la estructura, por lo tanto los niveles son bajos en el río Carrizal también, e impiden el funcionamiento eficiente de las tomas de agua de los sistemas de bombeo de agua potable para la Ciudad de Villahermosa, lo cual ha puesto en crisis el suministro de agua. Se hace notar que en el resto del

año, cuando los niveles del agua en el río Mezcalapa son altos, no existe el problema de abastecimiento.

Los gastos provenientes del río Mezcalapa son bajos; los tirantes de llegada a la estructura también lo son, pero como el nivel del sedimento es alto, no alcanza a penetrar suficiente agua al tramo de acceso y entonces en volumen y niveles, no son suficientemente altos para el funcionamiento de los sistemas de bombeo.



Espigón

Estructura de control

*Figura 1.8. Zona de depósito de sedimento*

Además, con esto se produjo una reducción substancial del sedimento transportado por el río Carrizal, con lo cual se alteraron su características morfodinámicas y probablemente se produjeron efectos no deseados, como el ataque a las márgenes con la consecuente falla de taludes.

Aunado a todo lo anterior, los gastos en el Río Mezcalapa son controlados por la hidroeléctrica “Peñitas”, una solución al abastecimiento sería solicitar

a CFE que en las descargas de la presa siempre se extraiga un gasto total tal que los niveles de entrada al Macayo permitan el suministro del gasto mínimo, pero esto parece poco razonable dadas las políticas de operación en una hidroeléctrica. Esto además de que en realidad, se ha generado por el depósito de sedimento, el cual siempre se supo que iba a ocurrir, desde el proyecto de la obra por el tipo de estructura seleccionada. Ahora bien esta “solución” en realidad es transitoria, ya que la sedimentación no deseada en el tramo de acceso no se detiene con este tipo de procedimiento.

Cabe mencionar que los gastos que se derivan hacia el Río Carrizal dependerán de la cantidad de azolve en el tramo de llegada a la estructura de control. Por lo tanto, si aumenta dicho depósito, como probablemente seguirá ocurriendo, cambiarán las relaciones de gastos.

Uno de los puntos fundamentales para lograr el desazolve automático de la estructura es la operación de las compuertas. En este aspecto, al parecer durante el tiempo en que lleva en operación la estructura, no se ha operado ésta con descarga libre, lo cual ha contribuido al azolve del tramo de acceso.

La recomendación que a este respecto se hizo durante el diseño de la estructura, fue que durante el estiaje las compuertas se mantuvieran siempre abiertas para favorecer el transporte de sedimento y que durante avenidas se operaran a conveniencia. Además Con las compuertas parcialmente abiertas no es posible extraer sedimento bajo ninguna circunstancia.

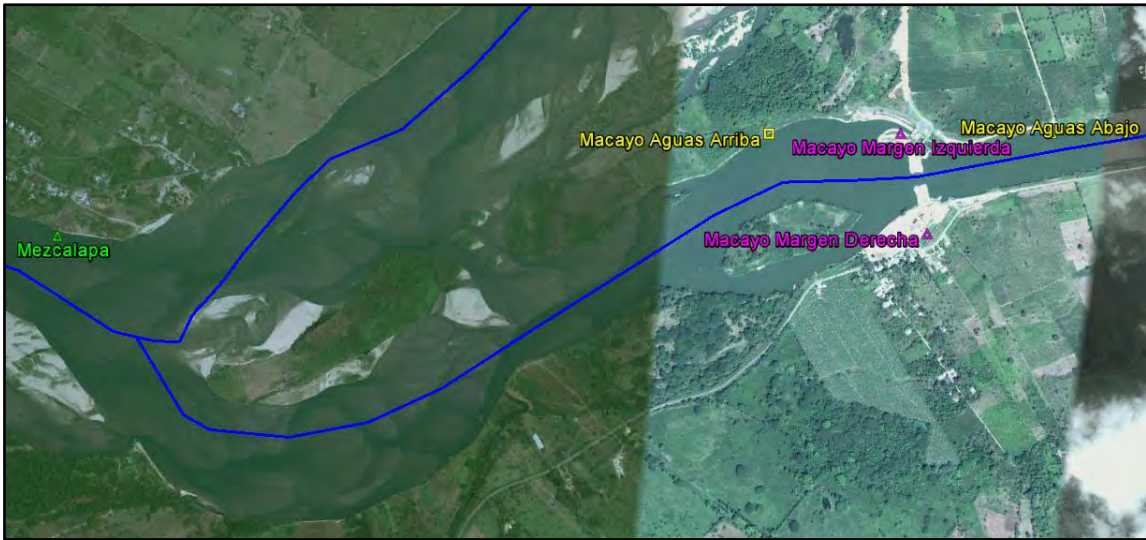
Convendría realizar un análisis de la política de operación de las compuertas en la época de avenidas, para garantizar la protección de la ciudad de Villahermosa y manejar lo mejor posible el sedimento en el tramo de acceso a la obra de control.

#### **1.4 Estrategia de aforos**

Las mediciones de campo que se utilizan en este trabajo fueron obtenidas siguiendo el protocolo que se muestra a continuación:

- 1.- Extraer un gasto constante en la presa Peñitas para establecer un nivel inicial en el “Macayo”, con 24 horas previas a la campaña de aforo.
- 2.- Lecturas iniciales en todas las estaciones primarias y auxiliares. (Toma de datos de cada 10 minutos).
- 3.-Aforo en la estación Mezcalapa.
- 4.-Cerrar todas las compuertas
- 5.-Estabilizar el nivel aguas arriba (Verificar niveles de las estaciones Macayo Aguas Arriba y Mezcalapa)
- 6.-Aforo en estaciones Macayo Aguas Abajo
- 7.- Apertura de 0.50 m. de todas las compuertas de la Margen correspondiente.
- 8.-Esperar que se estabilice el nivel aguas arriba
- 9.- Aforos en las estaciones Macayo Margen correspondiente y Macayo aguas abajo.
- 10.- Repetir pasos 7, 8, 9 con aperturas 1.0 1.5, 2.0 2.5 y 3.0, en todas las compuertas de la margen correspondiente, siempre y cuando el nivel aguas arriba se estabilice y se encuentre por arriba del labio inferior de las compuertas.
- 11.- Las actividades indicadas del punto 2 al 10 se deberán realizar por cada cambio en el punto 1 (Variación del gasto de descarga en Peñitas).

En la siguiente imagen podemos ver los puntos de aforo en la estructura de control con la estrategia antes descrita.



*Figura 1.9. Puntos de medición. Macayo*

De esta manera se obtuvieron datos para los dos márgenes de la estructura, sin embargo en el presente trabajo solo se utilizan los datos de la margen derecha.

Los aforos se efectuaron con la colaboración de personal especializado como: coordinadores de campaña de aforo, operador y auxiliar en el manejo de compuertas, personal para cada una de las estaciones de aforo y en cada margen. Con la ayuda de equipos de aforo, lanchas con motores y equipos de radio de comunicación.

## **2. ESTADO DEL ARTE DEL CÁLCULO HIDRÁULICO DE LÍNEAS DE CORRIENTE Y COMPUERTAS RADIALES**

En este capítulo se describe el estado del arte hidráulico con temas relacionados y que sirven de soporte en el tema abordado en este trabajo.

### **2.1. Compuertas Radiales**

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva, que al levantarse permite graduar la altura del orificio que se va descubriendo, a la vez que controlar la descarga producida. El orificio generalmente se hace entre el piso de un canal y el borde inferior de la compuerta, por lo que su ancho coincide con el ancho del canal; en estas condiciones el flujo puede considerarse bidimensional. Debido al fenómeno de contracción y a la fricción con el piso se produce una pérdida de carga  $\Delta h$  que influye en el cálculo del gasto.

En el canto inferior de la compuerta las líneas de corriente tienden a unirse y es ahí donde la velocidad adquiere su máximo valor. Debido a la curvatura de las líneas de corriente una gran presión actúa sobre la línea de

intersección del plano de la compuerta, razón por la cual se tiene una velocidad pequeña.

### 2.1.1 Parámetros generales en el estudio de compuertas radiales

Para una compuerta radial parcialmente abierta, el ángulo  $\theta$  que forma la tangente al labio inferior de la compuerta con la horizontal se calcula con la expresión:

$$\theta = \cos^{-1} \left( \frac{h - w}{R} \right) \quad (2.1)$$

donde  $h$  es la altura del perno de la compuerta con respecto al nivel del piso del canal, en m;  $w$ , la abertura de la compuerta, en m, y  $R$ , el radio de la compuerta, en m.

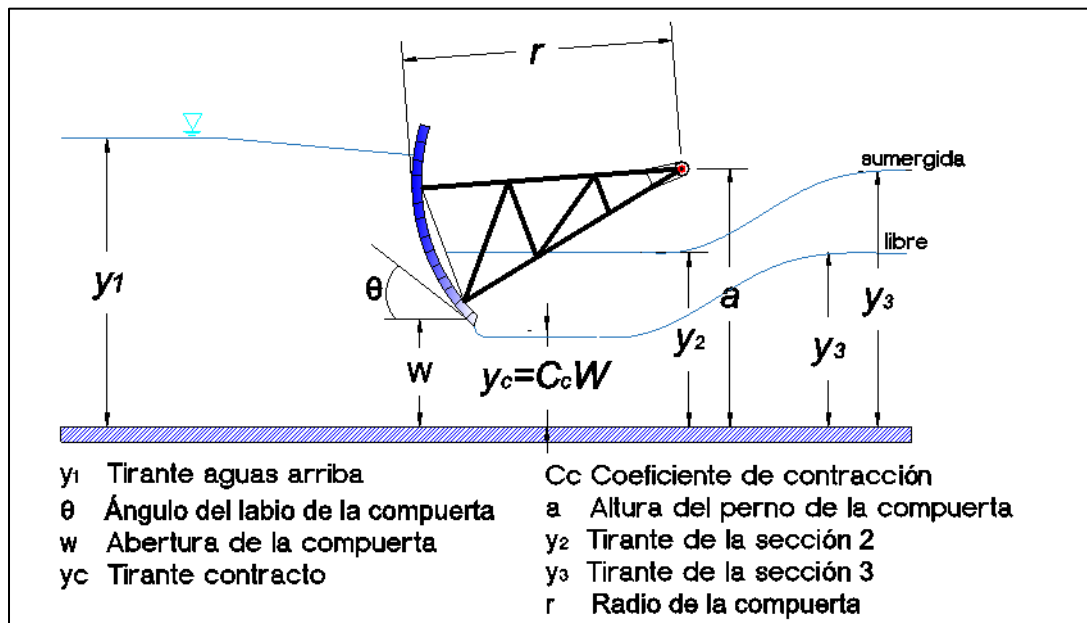


Figura 2.1. Esquema de una compuerta radial

Se sabe que en el cálculo del gasto que descarga una compuerta radial, depende de diferentes parámetros, además existe incertidumbre en los resultados que se obtienen al emplear las fórmulas que han sido publicadas; la incertidumbre se debe a que dichas fórmulas, del tipo semi - empírico,

han sido obtenidas con base en mediciones en canales de laboratorio, donde no se incluyen los efectos de las pilas que sirven de apoyo a las compuertas, ni las condiciones de llegada del agua a las mismas, y tampoco se incluyen los efectos que producen los sellos que se colocan tanto en el labio inferior de las compuertas, como en la unión de la placa de las compuertas con las paredes laterales.

Partiendo de la ecuación general de los orificios, el orificio descarga un gasto  $Q$  cuya magnitud se desea calcular, para lo cual se supone que el nivel del agua permanece constante por efecto de la entrada de un gasto idéntico al que sale.

Las partículas del líquido en la proximidad del orificio se mueve aproximadamente en dirección al centro del mismo, de modo que, por efecto de su inercia, la deflexión brusca que sufren producen una contracción del chorro. A esta sección se le llama contraída y tiene un área  $A_c$  inferior al área  $A$  del orificio. En ella las velocidades de las partículas son prácticamente uniformes y con una valor medido.

Suponiendo un plano de referencia que coincida con el centro de gravedad del orificio, la aplicación de la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2 de una vena líquida, además de considerar despreciable la velocidad de llegada al orificio, conduce a la expresión:

$$V = \sqrt{2gY} \quad (2.2)$$

La ecuación se llama de Torricelli, esta indica que la velocidad sigue una ley parabólica con la profundidad y en este caso la velocidad media  $V$ , se calcula con la profundidad media del origen y corresponde a su centro de gravedad, no obstante que las velocidades de las partículas arriba de este punto son



menores y, abajo, mayores. Es más, los resultados obtenidos de la ecuación anterior concuerdan con los obtenidos experimentalmente solo si se corrigen, mediante un coeficiente  $C_v$  llamado de velocidad, en la forma:

$$V = C_v \sqrt{2gY} \quad (2.3)$$

Donde  $C_v$ , coeficiente sin dimensiones muy próximo a 1, es de tipo experimental, además corrige el error de no considerar en la ecuación 2.2 tanto la pérdida de energía  $\Delta h_f$  como los coeficientes  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$ . Si el área de la sección contraída se calcula en términos del orificio por medio de un coeficiente  $C_c$  llamado de contracción (también sin dimensiones), en la forma:

$$A_c = C_c A \quad (2.4)$$

El gasto descargado por el orificio es entonces

$$Q = C_v C_c A \sqrt{2gY} \quad (2.5)$$

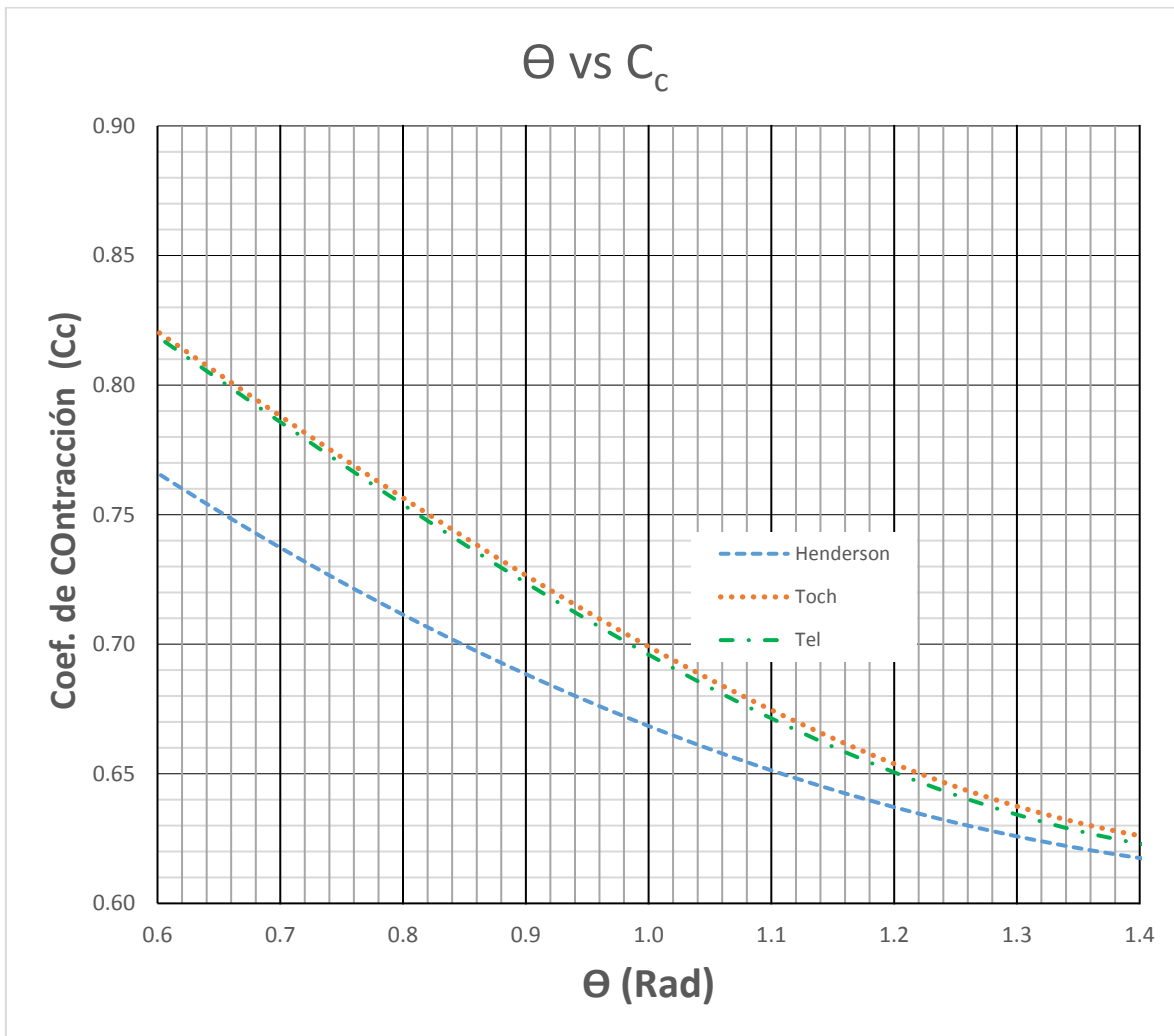
O bien, con  $C_d = C_v C_c$  (coeficiente de gasto), el gasto se calcula finalmente con la ecuación general de un orificio de pared delgada, a saber:

$$Q = C_d A \sqrt{2gY} \quad (2.6)$$

Los coeficientes de velocidad, contracción y gasto los han obtenido experimentalmente muchos investigadores; sin embargo, en ningún caso se han encontrado coincidencia en los resultados. En la siguiente gráfica se presentan las curvas de  $\Theta$  vs  $C_c$  obtenidos por varios investigadores, donde se observa que los resultados difieren, asimismo se agrega estas variables

se mantienen constantes para una misma abertura de compuerta ( $w$ ) y para diferentes altura de tirante aguas arriba.

En la siguiente grafica se muestran los esbozos de los coeficientes de contracción para tres autores, donde se observa que las diferencias son pocas de una a otra.



Gráfica 2.1. Coeficientes de contracción

Los coeficientes  $C_v$ ,  $C_c$ , y  $C_d$  dependen desde luego, de la geometría y del número de Reynolds.

### 2.1.2 Formulas propuestas por Henderson (1966)

Henderson utilizó los resultados teóricos de von Mises (1917) y los experimentales de Toch (1955) para proponer una expresión que permite calcular el coeficiente de contracción,  $C_c$ , en función del ángulo  $\theta$  (en grados sexagesimales), como sigue:

$$C_c = 1 - 0.75 \left[ \frac{\theta^\circ}{90} \right] + 0.36 \left[ \frac{\theta^\circ}{90} \right]^2 \quad (2.7)$$

Conocido el coeficiente de contracción se calcula el coeficiente de descarga,  $C_d$ , con:

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 + \frac{C_c w}{y}}} \quad (2.8)$$

donde  $y$  es el tirante aguas arriba de la compuerta, como se indica en la fig. 2.7. Así, el gasto que descarga la compuerta se calcula con la fórmula semiempírica siguiente:

$$Q = C_d b w \sqrt{2gy} \quad (2.9)$$

Donde  $g$  es la aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$ ,  $b$  el ancho de la compuerta, en  $m$ ; y  $Q$ , el gasto que descarga la compuerta, en  $m^3/s$ .

### 2.1.3 Fórmulas recomendadas en Sotelo (1976)

El coeficiente de contracción se calcula con la ec. (2.4), propuesta por Henderson (1966). Sotelo (1976) recomienda además emplear la fórmula propuesta por Knapp (1960), para calcular el coeficiente de velocidad,  $C_v$ ; dicha expresión adecuada por Sotelo, es:

$$C_v = 0.96 + (0.001615\theta^\circ - 0.0475)\frac{W}{y} \quad (2.10)$$

El coeficiente de descarga,  $C_d$ , para compuertas radiales con descarga libre, se obtiene entonces con la expresión siguiente:

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c W}{y}}} \quad (2.11)$$

Finalmente, el gasto que descarga la compuerta radial se calcula con la expresión (2.6).

#### **2.1.4 Fórmula propuesta por Cozzo (1978)**

Cozzo empleó los resultados experimentales de Gentilini (1941), para obtener una expresión que permite calcular en forma directa el coeficiente de descarga, la cual se expresa de la manera siguiente:

$$C_d = \frac{0.46 + 0.54e^{-0.8\theta}}{1 + \frac{W}{y}(0.6 - 0.2\theta)} \quad (2.12)$$

En esta expresión, el ángulo  $\theta$  debe estar en radianes. Para calcular el gasto, utiliza la expresión (2.6). Se hace notar que los resultados de los experimentos reportados en Gentilini (1941), quien estudió tanto las compuertas planas inclinadas como las radiales, indican de manera clara la influencia del ángulo de la abertura de la compuerta en el coeficiente de descarga.

#### **2.1.5 Fórmula propuesta por Toch (1978)**

Para 1955 Arthur Toch experimenta con compuertas radiales y propone para descarga en condiciones de flujo libre y sumergido una serie de gráficas

en la que se deben cumplir ciertas relaciones entre los tirantes  $y_1$  y  $y_3$ , abertura de la compuerta  $w$ , estas con respecto al radio de la misma. Algunas de sus observaciones describen que para las condiciones de flujo libre el  $C_c$  se incrementa cuando el ángulo  $\theta$  del labio de la compuerta con el chorro de agua disminuye.

La obra de Toch es precedida por los estudios realizados por Donald E. Metzler, quien consideró para la descarga en condiciones de flujo sumergido los parámetros básicos en el siguiente orden  $\frac{a}{y}, \frac{y_1}{r}, \frac{y_3}{r}, \frac{w}{r}$ , mientras que para la descarga con condiciones de flujo libre no se toma en cuenta la influencia de  $\frac{y_3}{r}$ . Finalmente, Metzler obtuvo un coeficiente de descarga  $C_d$ , el cual fue definido como:

$$C_d = \frac{q}{w\sqrt{2gy_1}} \quad (2.13)$$

El estudio de Toch consistió en realizar dos series de experimentos, en la primera serie se establecieron aberturas  $w$  para las que se varió el tirante  $y_3$ , mientras que el tirante  $y_1$  se dejó de forma libre, para apreciar las diferencias por medio de gráficas también se requirió de distintas descargas y aberturas. Para la segunda serie de experimentos además de considerar las variaciones de la primera serie, también se varió la altura del perno de la compuerta.

Toch determina las ecuaciones de descarga a partir de la relación de continuidad, ecuación de la energía para flujo unidimensional y la ecuación de conservación de cantidad de movimiento:

Relación de Continuidad:

$$Q = V_1A_1 = V_2A_2 = V_3A_3$$

(2.14)

Ecuación de Energía:

$$\frac{V_1}{2g} + y_1 = \frac{V_2}{2g} + y_2 = \frac{V_3}{2g} + H_L$$

(2.15)

Ecuación de Conservación de la Cantidad de Movimiento:

$$\frac{1}{2}g(y_3^2 - y_1^2) = q(V_1 - V_3)$$

(2.16)

De las ecuaciones anteriores al resolver simultáneamente 2.12 y 2.13 se llega a la relación de descarga siguiente:

$$q = y_3 \sqrt{\frac{2g(y_1 - y_3)}{\frac{H_L}{V_3^2} + 1 - \left(\frac{y_3}{y_1}\right)^2}} \sqrt{\frac{y_3}{2g}}$$

(2.17)

A partir de la ecuación 2.13 y 2.17 se determinó el coeficiente de descarga  $C_d$ , llegando a la expresión 2.18. Considerando que para el caso de descarga en condiciones de flujo libre las pérdidas de energía son nulas  $H_L=0$ , mientras que el tirante aguas abajo de la compuerta es igual al tirante contracto.

$$y_2 = C_c w$$

$$C_d = \frac{y_2}{w} \sqrt{\frac{\frac{y_1 - y_3}{y_1}}{\Psi + 1 - \left(\frac{y_3}{y_1}\right)^2}}$$

(2.18)

Finalmente, las gráficas obtenidas por las experiencias de Toch se pueden apreciar en las Figuras 2.2. Como estos estudios son una extensión de los

realizados por Metzler, el orden en que se debe leer la gráfica es el siguiente:

$$\frac{a}{y}, \frac{y_1}{r}, \frac{y_3}{r}, \frac{w}{r}$$

A continuación se muestran las gráficas obtenidas por este autor de acuerdo las relaciones antes mencionadas, operando las compuertas con descarga libre como con descarga sumergida.

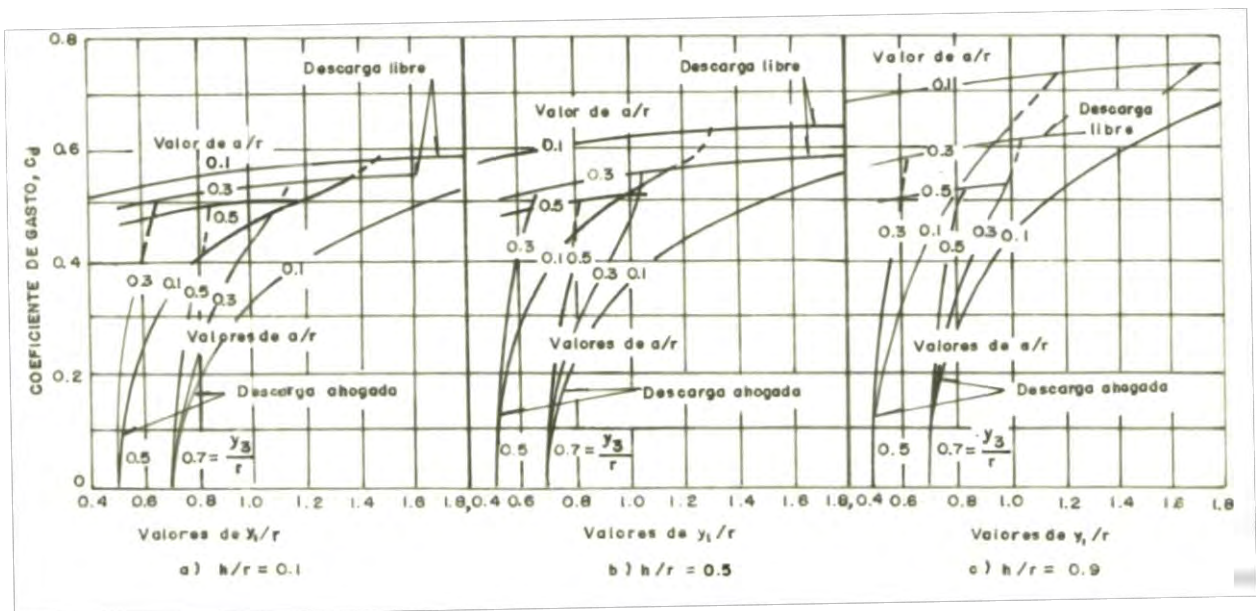


Figura 2.2. Coeficientes de descarga en compuertas radiales, según A. Toch.

## 2.2 Clasificación de flujos

Existen diferentes criterios para clasificar un flujo: este puede ser permanente o no permanente; uniforme o no uniforme; tridimensional, bidimensional o unidimensional; laminar o turbulento; incompresible o compresible; rotacional o irrotacional; etcétera. Aunque no los únicos, si son los flujos más importantes que clasifica la ingeniería.

### 2.2.1 Según su comportamiento en el tiempo

Si las características en un punto determinado varían de un instante a otro, el flujo es no permanente. Por el contrario, será un flujo permanente si las

características en un punto permanecen constantes para cualquier otro instante; o bien, aun cuando existan pequeñas fluctuaciones de velocidad o de otras características con el tiempo. El hecho de que un flujo sea permanente no significa necesariamente que éste sea uniforme.

### **2.2.2 Según la forma como se mueve en el espacio**

El flujo puede clasificarse en tridimensional, bidimensional y unidimensional. Es tridimensional cuando sus características varían en el espacio, o sea que los gradientes del flujo existen en las tres direcciones; éste es el caso más general de flujo.

Es bidimensional cuando sus características son idénticas sobre una familia de planos paralelos, no habiendo componentes en dirección perpendicular a dichos planos, o bien permanecen constantes; es decir que el flujo tiene gradiente de velocidad o de presión (o tiene ambos) en dos direcciones exclusivamente.

Es unidimensional cuando sus características varían como funciones del tiempo y de una coordenada curvilínea en el espacio, usualmente la distancia medida a lo largo del eje de la conducción. El flujo de un fluido real no puede ser completamente unidimensional debido al efecto de la viscosidad, ya que la velocidad en una frontera sólida es igual a cero; sin embargo, bajo la consideración de valores medios de las características en cada sección, se puede considerar unidimensional. Esta hipótesis es la más importante en hidráulica, por las simplificaciones que trae consigo.

### **2.2.3 Según su comportamiento en el espacio**

Dependiendo de la variación de las características del flujo de una sección a otra, es decir, de sus variaciones en el espacio, el flujo puede clasificarse en uniforme y variado.



Si en un instante particular el vector velocidad es idéntico en cualquier punto del flujo, se dice que el flujo es uniforme. Esto se expresa  $\partial v / \partial s = 0$ , donde  $\partial s$  es un desplazamiento en una dirección cualquiera. En caso contrario, el flujo es no uniforme y los cambios en el vector velocidad pueden ser en la dirección del mismo o en direcciones transversales. Este último tipo de –no uniformidad– siempre se encuentra cerca de fronteras sólidas por efecto de la viscosidad; sin embargo en hidráulica suele aceptarse la uniformidad o no uniformidad del flujo cuando se refiere a la variación de la velocidad media en la dirección del movimiento.

Para hacer esta clasificación conviene introducir el concepto de línea de corriente, que se define como una línea imaginaria que une una serie de partículas de tal forma que en un instante dado, el vector de velocidad de cada partícula es tangente a dicha línea.

Se dice que el flujo es uniforme cuando sus características hidráulicas no cambian de una sección a otra, es este caso las líneas de corrientes son paralelas, es decir, la magnitud y dirección del vector velocidad es constante a lo largo de la línea en cualquier instante. Si el flujo es unidimensional y el eje  $x$  coincide con la dirección de la línea de corriente cumple  $\partial v / \partial x = 0$ . Esto implica que la sección transversal del canal y el tirante permanecen constantes y su variación  $\partial Y / \partial x = 0$ . El tirante corresponde al flujo uniforme se llama tirante normal.

En cambio, el flujo es variado o no uniforme cuando sus características hidráulicas varían de posición de sección a sección, para estas condiciones las líneas de corriente no son paralelas, esto es, la magnitud y dirección del vector no es constante a lo largo de la línea en cualquier instante, es decir, la velocidad cambia a lo largo del canal, por tanto se tiene que  $\partial v / \partial x \neq 0$ . Los cambios de velocidad se pueden originar por cambios en la forma de la

sección del canal, por un cambio de pendiente o por una estructura hidráulica.

El flujo variado, se clasifica a su vez en gradualmente (el tirante cambia en forma suave a lo largo del canal), rápidamente (el tirante varía en forma brusca a lo largo del canal) y espacialmente variado (donde se dan cambios en el gasto a lo largo del canal).

#### **2.2.4 Según la rotación de las partículas**

Si en un flujo las partículas que lo constituyen se desplazan sin girar sobre sí mismas, se dice que es irrotacional, en cambio, si las partículas lo hacen, se dice que el flujo es rotacional. El escurrimiento a superficie libre se considera irrotacional para conocer las velocidades del flujo (teoría del flujo con potencial).

Dicho de otra manera, cuando en un flujo el campo  $\text{rot } v$  es distinto de cero, para cualquier instante, el flujo se denomina rotacional. Por el contrario, si dentro de un campo de flujo el vector  $\text{rot } v$  es igual a cero para cualquier instante, el flujo es irrotacional. Si se exceptúa la presencia de singularidades vorticosas, en el caso general, el movimiento del flujo ideal se supone irrotacional.

Si bien el término rotación implica un giro de partículas, esto no significa que es rotacional todo movimiento efectuado de acuerdo a una trayectoria curva o bien que todo movimiento rectilíneo es irrotacional.

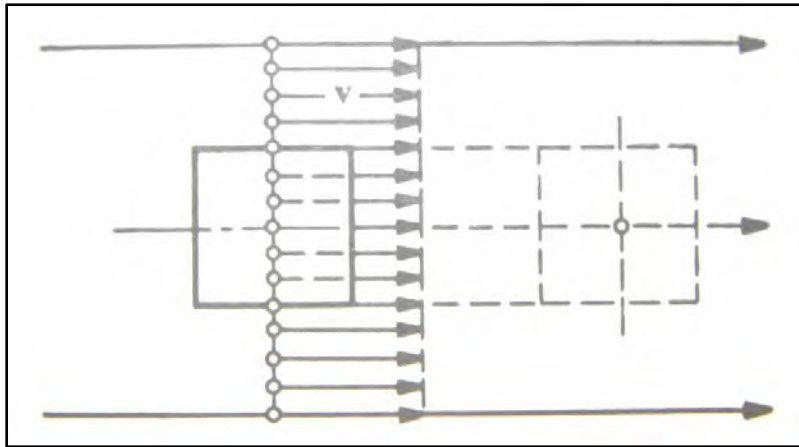


Figura 2.3 Flujo lineal irrotacional.

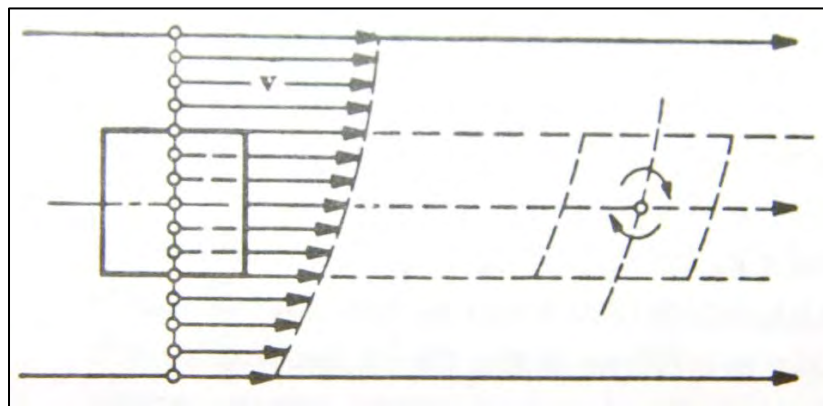


Figura 2.4 Flujo lineal rotacional.

### 2.2.5 Según las fuerzas viscosas

Las clasificaciones de los flujos en laminar y turbulento en un resultado propiamente de la viscosidad del fluido; y no habría distinción entre ambos en ausencia de la misma. El flujo laminar se caracteriza porque el movimiento de las partículas se produce siguiendo trayectorias separadas perfectamente definidas –no necesariamente paralelas- sin existir mezcla macroscópica o intercambio transversal entre ellas.

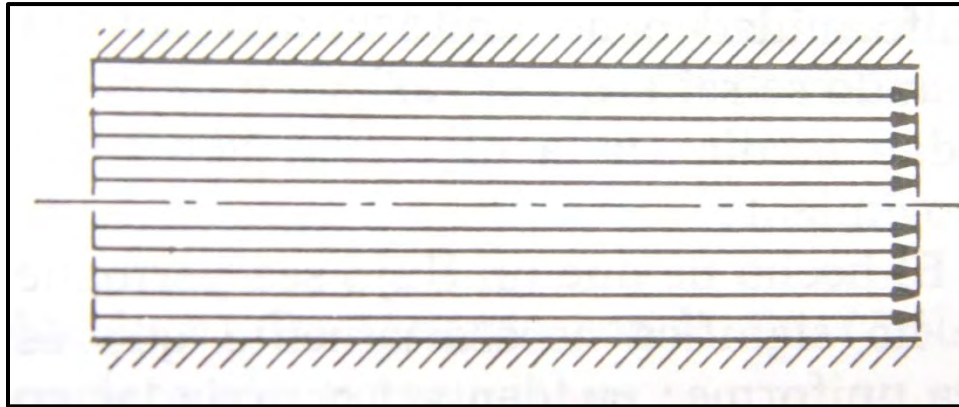


Figura 2.5 Esquema del flujo laminar

En un flujo turbulento las partículas se mueven sobre trayectorias completamente erráticas, sin seguir un orden establecido (Fig. 3.6). Existen pequeños componentes de la velocidad en direcciones transversales a la del movimiento general, las cuales no son constantes sino que fluctúan con el tiempo, de acuerdo con una ley aleatoria, aun cuando el flujo general sea permanente.

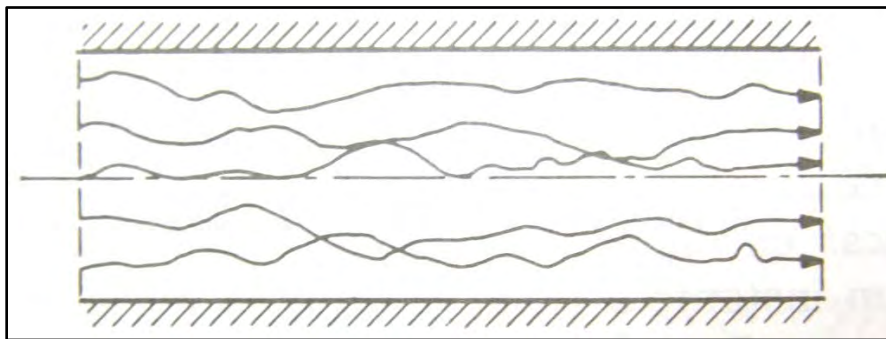


Figura 2.6 Esquema del flujo turbulento

Un flujo se considera incompresible si los cambios de densidad de un punto a otro o en el tiempo son despreciables; en caso contrario el flujo es compresible. Los líquidos y gases a bajas velocidades pueden ser considerados incompresibles. En la práctica, en los estudios de golpe de ariete se considera que el flujo de un líquido es compresible.

### 2.3 Líneas de corriente

El flujo puede visualizarse de muchas maneras distintas, y observando fotografías o las diversas representaciones gráficas posibles se pueden conocer cualitativa y cuantitativamente aspectos del mismo.

Hay cuatro formas básicas de visualizar un flujo:

1. Una línea de corriente es aquella línea que en un instante dado es tangente al vector velocidad en todo punto.
2. Una senda es el camino seguido realmente por una partícula fluida.
3. Una línea de traza es el lugar geométrico de las partículas que en instantes sucesivos por un punto dado.
4. Una línea fluida es un conjunto de partículas fluidas que en un instante dado forman una línea.

La línea de corriente tiene un profundo sustrato matemático, mientras que las otras tres son más fáciles de generar experimentalmente. Nótese que la línea de corriente y la línea fluida están definidas para un instante dado, mientras que la senda y la línea de traza se forman con el transcurso del tiempo. Es difícil producir experimentalmente líneas de corriente en un flujo no estacionario, a menos que se marquen muchas partículas y se observe la dirección de la velocidad comparando las fotografías tomadas en instantes inmediatos. Cuando el flujo es estacionario, la situación se simplifica notablemente: en un flujo estacionario, las líneas de corriente, sendas y líneas de traza son idénticas.

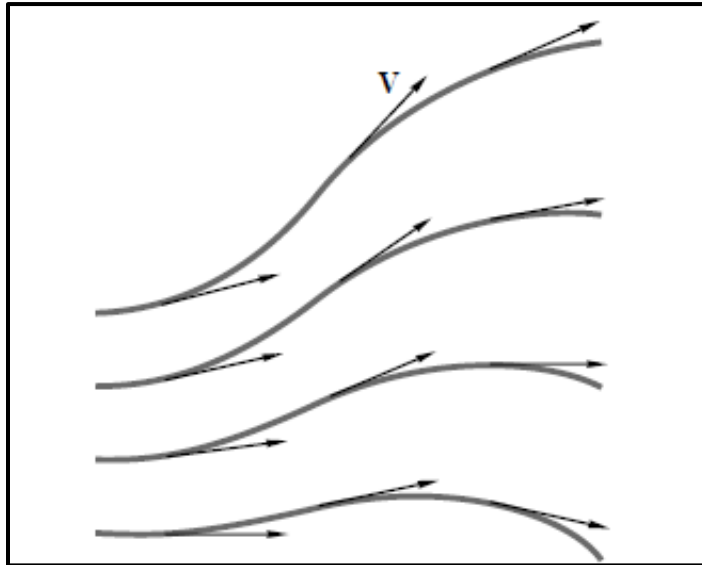


Figura 2.7. Las líneas de corriente son tangentes en todos los puntos al vector velocidad local

Desde un punto de vista matemático, el resultado más útil para la visualización de la Mecánica de Fluidos es la línea de corriente. La Figura 3.1 muestra un conjunto típico de líneas de corriente.

La Figura 3.2 muestra un vector velocidad arbitrario. Dado que la velocidad  $\mathbf{V}$  debe ser localmente tangente al elemento de línea  $dr$ , sus componentes respectivas deben guardar la proporción:

Línea de corriente

$$\frac{dx}{u} = \frac{dy}{v} = \frac{dz}{w} = \frac{dr}{V} \quad (2.19)$$

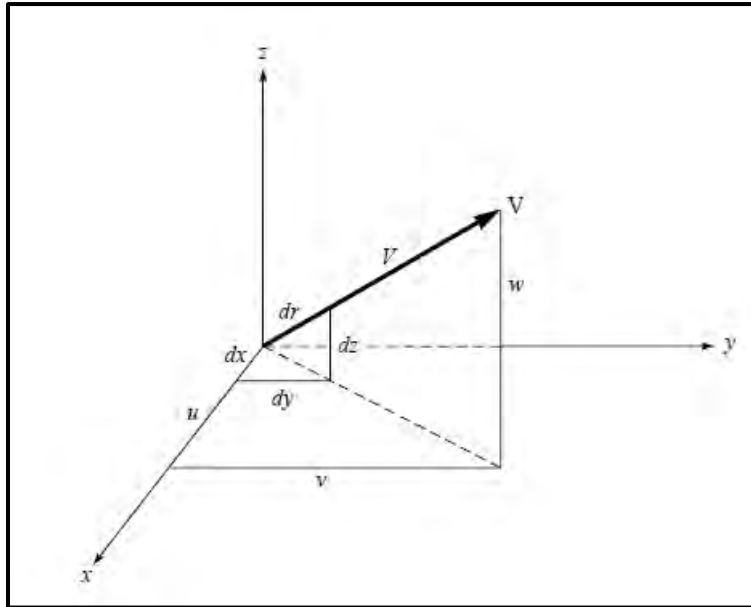


Figura 2.8. Relaciones geométricas para la definición de línea de corriente

Si las componentes  $u$ ,  $v$  y  $w$  son funciones conocidas de la posición y del tiempo, las ecuaciones 3.1 pueden ser integradas, obteniéndose así la línea de corriente que en un cierto instante  $t_0$  pasa por el punto  $(x_0, y_0, z_0)$ . El método es sencillo para flujos estacionarios, pero puede ser laborioso para flujos no estacionarios.

La trayectoria, o desplazamiento de la partícula, se define mediante integración respecto al tiempo de velocidad:

Trayectoria

$$x = \int u dt \quad y = \int v dt \quad z = \int w dt \tag{2.20}$$

Dadas  $(u, v, w)$  como funciones conocidas de la posición y del tiempo, se comienza la integración temporal con la condición inicial  $((x_0, y_0, z_0, t_0))$ .

### **3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO FÍSICO**

El riguroso tratamiento matemático de los fenómenos que se presentan en el campo de la hidráulica no siempre permite llegar a la solución satisfactoria, a pesar de contar en la actualidad con avanzadas herramientas de cómputo. Debido a esto se recurre al empleo de técnicas experimentales aplicadas a problemas de ingeniería.

Los modelos hidráulicos han tenido una gran aplicación para controlar y modificar diseños analíticos de estructuras hidráulicas. Mediante el uso de modelos físicos es posible experimentar para obtener condiciones óptimas, en combinación con el análisis matemático de manera adecuada.

Además, la normatividad indica que después de diseñar una obra hidráulica, se debe revisar el correspondiente funcionamiento hidráulico, con base en un modelo físico construido a una escala adecuada; esto permite tener la posibilidad de revisar la ley de descarga de la estructura de control, y en caso de ser necesario, que el modelo matemático sea calibrado y verificado con mediciones obtenidas en el modelo físico.



El modelo de un río puede construirse con fronteras fijas o móviles. Las dimensiones horizontales (longitud y ancho del cauce) son considerablemente mayores a las verticales (tirantes de agua), por ello existen dos formas de dar escala al modelo físico; ya sea mediante un modelo distorsionado o un modelo no distorsionado. Para realizar los experimentos requeridos en esta tesis, se eligió el segundo, esto es, que las magnitudes en los tres sentidos son respetadas; es decir, la escala vertical y horizontal, son iguales. Debido a lo anterior, se ha observado que un modelo distorsionado no representa fielmente todos los fenómenos que se presentan en el prototipo.

### 3.1 Descripción del modelo físico

En el laboratorio de hidráulica del Instituto de Ingeniería, UNAM, se ha construido un modelo físico de la estructura de control “El Macayo”; la escala geométrica de dicho modelo es 1:60, sin distorsión (Fig. 3.1).



Figura 3.1. Modelo físico de la estructura de control "El Macayo"

El cauce del río es un modelo de fondo móvil, mientras que la zona de la estructura de control es de concreto en plantilla y muros de las márgenes del río.

El modelo cuenta con un vertedor de sección rectangular de cresta delgada, sin contracciones laterales mediante el cual se ingresa el caudal; cuenta con un limnómetro de gancho (Fig.3.2) con precisión de un decímetro de milímetro; para medir la carga; además, se dispone de un equipo de bombeo, válvulas y compuertas para proporcionar el gasto requerido y el nivel del agua en la descarga, así como un sistema de recirculación.

Para calcular el gasto que ingresa al modelo que descarga el vertedor de utilizo la fórmula de Rehbock (1929):

$$Q_m = \frac{2}{3} \sqrt{2g} LH^{3/2} \left( 0.605 + \frac{1}{1049H - 3} + \frac{0.08h}{P} \right) \quad (3.1)$$

Donde:

Q: Gasto que ingresa al modelo, en m<sup>3</sup>/s

L: Longitud de la cresta, en m

P: Paramento de la cresta, en m

H: Carga sobre la cresta, en m

La longitud de la cresta del vertedor es  $L=1.20$  m; la altura del paramento de la cresta es  $P=1.685$  m; para la determinación de la carga sobre la cresta del vertedor se midió la tara del mismo, cuyo valor fue de 0.224 m. En la siguiente tabla se muestran algunos valores de la carga sobre el vertedor y los correspondientes gastos para modelo ( $Q_m$ ) y prototipo ( $Q_p$ ).

Lectura en el limnómetro	h (m)	Q <sub>m</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /s)
0.2168	0.0072	0.0018	50.0
0.2112	0.0128	0.0036	100.0
0.2068	0.0172	0.0054	150.0
0.2029	0.0211	0.0072	200.0
0.1992	0.0248	0.0090	250.0
0.1959	0.0281	0.0108	300.0
0.1927	0.0313	0.0126	350.0
0.1897	0.0343	0.0143	400.0
0.1868	0.0372	0.0161	450.0
0.1840	0.0400	0.0179	500.0
0.1813	0.0427	0.0197	550.0

*Tabla 3.1. Gastos de Modelo y Prototipo*



*Figura 3.2. Canal de acceso, vertedor y limnómetro para aforo*

El agua que pasa por el vertedor cae a un tanque amortiguador para que el agua entre tranquila al modelo, el cual se aprecia en la figura 3.2.

En la parte que corresponde a la estructura de control, las pilas y las compuertas se construyeron de acrílico (Figura 4.3).



*Figura 3.3. Pilas y compuertas radiales del Modelo Físico*

Para controlar los niveles aguas abajo de la obra de control, se colocó al final, una compuerta de tipo abatible; ésta permite controlar los niveles de agua requeridos aguas abajo de las compuertas de las estructuras, según el gasto (Fig. 4.4).



*Figura 3.4. Compuerta de tipo abatible*

### **3.2 Similitud hidráulica**

La teoría de similitud asegura la semejanza completa entre modelo y prototipo definiéndola de manera formal de la siguiente manera: “Las condiciones del flujo para un modelo de ensayo son completamente semejantes a las de prototipo si coinciden los valores de todos los parámetros adimensionales correspondientes”.

Por ser difícil de conseguir la semejanza completa, la literatura ingenieril habla de tipos particulares de semejanza, siendo las más comunes la geométrica, cinemática, dinámica y térmica.

La semejanza geométrica se refiere a la dimensión longitud  $\{L\}$  y debe asegurarse que se cumple antes de proceder a los ensayos con cualquier modelo. Una definición formal es la siguiente: “Un modelo y un prototipo son geoméricamente semejantes si, y sólo si, todas las dimensiones espaciales en las tres direcciones tienen la misma relación de escala lineal.”

En la semejanza geométrica todos los ángulos se conservan. Todas las direcciones del flujo se conservan. La orientación del modelo y del prototipo con respecto a los objetos de los alrededores debe ser idéntica.

La semejanza geométrica exige que todas las relaciones entre longitudes homólogas del modelo y prototipo tengan el mismo valor, que se denomina relación de escala de longitudes, y si también todas las relaciones entre tiempos homólogos tengan un valor común, que se denomina relación de escala de tiempos. Entonces habrá una única relación de escala de velocidades, llamada semejanza cinemática la cual se expresa de la siguiente forma: “Los movimientos de dos sistemas son cinemática mente semejantes si partículas homólogas alcanzan puntos homólogos en instantes homólogos”.

Por otra parte, existe semejanza dinámica cuando modelo y prototipo tienen la misma relación de escala de longitudes, la misma relación de escala de tiempos y la misma relación de escala de fuerzas (o de masa). De nuevo, la semejanza geométrica es el primer requisito; en caso contrario, no se debe proseguir.

La semejanza dinámica existe simultáneamente con la semejanza cinemática, si todas las fuerzas en modelo y prototipo guardan la misma proporción. Esto ocurre para flujo incomprensible para superficie libre si los números de Reynolds ( $Re$ ), Froude ( $F$ ) y (si intervienen) los de Weber y de cavitación son iguales en el modelo y el prototipo.

Esto es consecuencia de que la ley de Newton exige que para toda partícula fluida la suma de las fuerzas de presión, gravedad y fricción ha de ser igual al término de aceleración o fuerza de inercia,

$$F_p + F_g + F_f = F_i$$

(3.2)

La ley de semejanza dinámica citada anteriormente asegura que todas estas fuerzas están en la misma proporción y tienen direcciones equivalentes en el modelo y el prototipo.

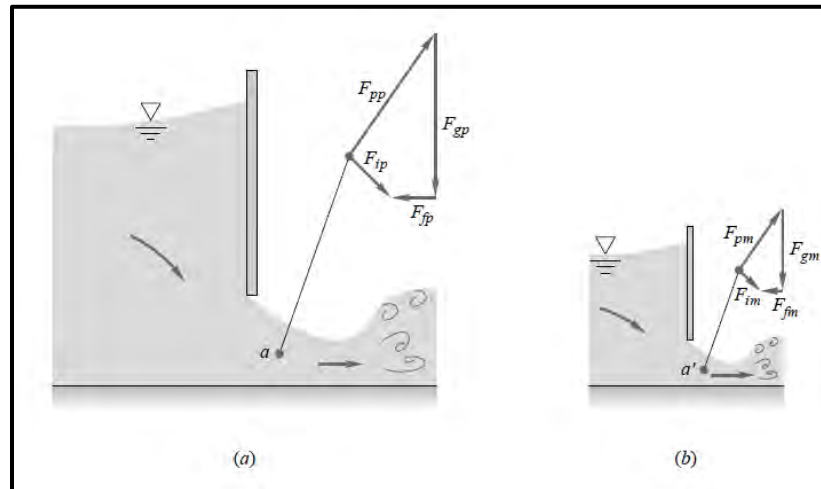


Figura 3.5 Semejanza dinámica en el flujo por debajo de una compuerta: (a) prototipo (b) Modelo

### 3.2.1 Número de Reynolds

Cuando se relacionan las fuerzas de inercia con las viscosas se obtiene un parámetro que determina el comportamiento viscoso de los fluidos newtonianos es el número adimensional de Reynolds ( $R_e$ ) que se define como la relación que hay entre las fuerzas de inercia y de viscosidad, el cual se expresa como sigue:

$$R_e = \frac{\rho VL}{\mu} = \frac{VL}{\nu} =; \text{relacion entre las fuerzas de inercia y viscosidad} \quad (3.3)$$

Donde  $V$  y  $L$  representan la velocidad media del flujo y longitud características del flujo; para canales se considera que  $L=R_h$ . El cociente  $\mu/\rho$  tiene significado propio y se denomina viscosidad cinemática:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \tag{3.4}$$

Las fuerzas viscosas son aquellas que se presentan dentro de un fluido viscoso y dan lugar a que exista una distribución de velocidades en la sección transversal de un canal. La ley de Newton para fluidos newtonianos expresa que el esfuerzo aplicado es proporcional al gradiente de la velocidad. Lo anterior se expresa como sigue donde la constante de proporcionalidad es el coeficiente de viscosidad  $\mu$  y “ $y$ ” el tirante.

$$\tau = \mu \frac{dV}{dy} \tag{3.5}$$

Entonces se reescribe el Número de Reynolds como sigue:

$$R_e = \frac{V4R_h}{\nu}$$

Donde  $R_h$  representa el radio hidráulico.

Este parámetro sirve para determinar si un flujo está en régimen laminar, de transición o turbulento, para fines prácticos en el flujo a presión en una tubería se tiene:

El flujo está en régimen laminar	Si	$R_e \leq 500$
El flujo está en régimen de transición	Si	$500 < R_e < 2,000$
El flujo está en régimen turbulento	Si	$R_e \geq 2,000$

Valores pequeños de  $R_e$  indican en un conducto cerrado a presión un movimiento lento y viscoso, donde los efectos de la inercia son despreciables. Valores moderados de  $R_e$  corresponden al flujo laminar, caracterizado por variaciones suaves. Valores altos de  $R_e$  suelen estar asociados al flujo



turbulento, caracterizado por fuertes fluctuaciones aleatorias de alta frecuencia superpuestas a un flujo medio que también experimenta variaciones suaves con el tiempo.

Dicho de otra manera, si las fuerzas viscosas predominan sobre las de inercia, se dice que el flujo es laminar; en este caso las partículas del líquido avanzan en trayectorias más o menos paralelas sin mezclarse o entrelazarse entre sí, ocurre a velocidades bajas o para líquidos muy viscosos.

Por el contrario, si las de inercia son las que predominan sobre las viscosas, se dice que el escurrimiento es turbulento. Un flujo de este tipo se caracteriza porque las trayectorias de las partículas fluidas se mezclan entre sí.

El número de Reynolds es siempre importante, haya o no superficie libre, y su efecto sólo puede despreciarse fuera de las regiones donde hay gradientes altos de velocidad; por ejemplo, lejos de las superficies fijas, chorros o estelas.

### **3.2.2 Número de Froude**

Al reaccionar las fuerzas de inercia con las fuerzas gravitatorias se obtiene un parámetro adimensional conocido como número de Froude:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g(A/T)}} = \text{relación entre las fuerzas de inercia y las de gravedad} \quad (3.6)$$

Donde V es la velocidad media del flujo, A es el área hidráulica, T es el ancho de superficie libre y g la aceleración de la gravedad. El término A/T es también el tirante hidráulico o profundidad hidráulica y solo en canales rectangulares es igual al tirante.

Este número adimensional sirve para determinar si un flujo está en régimen subcrítico, crítico o supercrítico, de la siguiente manera:

El flujo está en régimen subcrítico	Si	$F_r < 1$
El flujo está en régimen de crítico	Si	$F_r = 1$
El flujo está en régimen supercrítico	Si	$F_r > 1$

### 3.3 Escalas de los modelos

Para determinar las escalas para flujo a superficie libre en prototipo y modelo usamos como parámetro adimensional Números de Froude, entonces se debe cumplir que:

$$F_{rm} = F_{rp} \tag{3.7}$$

Donde m y p significan modelo y prototipo, respectivamente. Entonces relacionando en ambos se tiene que:

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{\sqrt{g_p Y_p}}{\sqrt{g_m Y_m}} = \sqrt{\frac{g_p}{g_m} \frac{Y_p}{Y_m}} \tag{3.8}$$

La escala  $g_e$  se refiere a las aceleraciones de la gravedad que pueden considerarse distintas entre el sitio donde se localiza el prototipo y el lugar donde se prueba el modelo; sin embargo, se acepta en general que  $g_e = 1$  debido a la poca variación de g con la latitud geográfica y la elevación sobre el nivel del mar.

Entonces las relaciones de escala de prototipo y modelo, lo anterior se escribe como:

$$V_e = \sqrt{g_e} \sqrt{Y_e} = \sqrt{Y_e} \quad (3.9)$$

Donde  $V_e$ ,  $g_e$ ,  $Y_e$  son las escalas de velocidades, aceleraciones de la gravedad y tirantes hidráulicos, respectivamente.

Como el tirante hidráulico es una variable que tiene dimensiones de longitud, y además, el modelo es no distorsionado, se tiene que  $Y_e = L_e$  donde  $L_e$  es la escala de longitud, por tanto:

$$V_e = \sqrt{L_e} \quad (3.10)$$

Por definición, sabemos que:

$$V_e = \frac{L_e}{t_e} = \sqrt{L_e} \quad (3.11)$$

También se tiene que la ecuación de continuidad en relación de modelo y prototipo es:

$$Q_e = V_e A_e \quad (3.12)$$

Como el área tiene dimensiones  $\{L\}^2$  de longitud al cuadrado, la ecuación anterior se reduce a:

$$Q_e = V_e L_e^2 \quad (3.13)$$

Sustituyendo la escala de velocidades se tiene:

$$Q_e = \sqrt{L_e} L_e^2 = L_e^{5/2} \quad (3.14)$$

De la fórmula de Manning, la relación de velocidades medias se expresa de la siguiente forma:

$$V_e = \frac{1}{n_e} R_{He}^{2/3} S_e^{1/2} \quad (3.15)$$

Donde  $n_e$ ,  $R_{He}$  y  $S_e$  son las escalas de rugosidades, radios hidráulicos y pendientes, respectivamente. Como el radio hidráulico es una variable en dimensiones de longitud, entonces  $R_{He} = L_e$ ; las pendientes,  $S$ , en prototipo y modelo deben ser iguales, entonces  $S_e = 1$ , por tanto la ecuación anterior se simplifica a:

$$R_{He} = \frac{L_e^2}{L_e} = L_e \quad (3.16)$$

$$V_e = \frac{1}{n_e} L_e^{2/3} \quad (3.17)$$

Despejando la relación de rugosidades se tiene y sustituyendo la relación de velocidades encontrada en ecuaciones anteriores tenemos:

$$n_e = \frac{1}{V_e} L_e^{2/3} = \frac{1}{\sqrt{L_e}} L_e^{2/3} = L_e^{1/6} \quad (3.18)$$

De la ecuación anterior podemos ver la relación de rugosidades entre prototipo y modelo.

## **4. DATOS DE PRUEBAS REALIZADAS EN EL MODELO FISICO Y RESULTADOS**

Se describe la dinámica de la operación del modelo físico donde se realizaron las pruebas, así como los resultados obtenidos de las mismas.

### **4.1 Operación del modelo**

En capítulos anteriores se ha mencionado el modelo hidráulico de la estructura de control “El Macayo” ubicado en uno de los laboratorios de la Coordinación de Hidráulica del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Los ensayos realizados en dicho modelo consistieron en ingresar un determinado gasto en el modelo, como se mencionó anteriormente el gasto máximo en prototipo es de 850 m<sup>3</sup>/s y 500 m<sup>3</sup>/s para el canal de la margen derecha, el cual corresponde a un lleno aproximado sin causar desbordamientos.

Dadas las características de la línea de conducción en el funcionamiento del modelo (sistema de recirculación), las válvulas que controlan el caudal de ingreso al modelo se debían mantener abiertas previamente al activado de

las bombas, con el objeto de evitar efectos de cavitación. Al activar las bombas, se regula el nivel de agua maniobrando la válvula del tanque de carga constante, con lo que se busca la carga sobre el vertedor; la cual se midió con un limnómetro de gancho.

Una vez iniciada la operación del modelo, la realización de cada prueba consistió en fijar y mantener un caudal de ingreso constante, para cada prueba se requirió dejar transcurrir un lapso de tiempo del orden de una hora para la estabilización del flujo debido al cambio del gasto de ingreso, y con ello contar con un flujo en régimen permanente. Previamente se determinaron las condiciones de operación de la batería de compuertas radiales de la margen derecha. Las compuertas tendrían diferentes aberturas para distintos gastos para formar las curvas de elevaciones gastos.

#### **4.2 Desarrollo de los experimentos**

Durante las pruebas realizadas en el canal de la margen derecha, se colocó un dique de arena aguas arriba del canal de la margen izquierda, esto con la finalidad de que el gasto que ingresa al modelo es el que estuviera pasando en su totalidad por el canal en estudio.

Con los ensayos en el modelo físico se desea probar que el depósito de sedimento afecta el comportamiento en la curva de Elevaciones-Gastos ( $H$  vs  $Q$ ) de la batería de compuertas para descarga libre y parcialmente abiertas, para aberturas de 1,2 y 3 metros o dicho de otra manera encontrar casos en los cuales donde el sedimento altere el funcionamiento de las compuertas en menor o mayor grado y de ser posible cuantificarlo.

Así también se visualizaran las líneas de corriente en el ingreso al canal de la margen derecha con ayuda de trazadores para su mejor observación.

#### 4.2.1 Ingreso de gasto al modelo físico

Como se mencionó anteriormente la escala a la que fue construido el modelo es de 1:60 y una vez estudiadas las relaciones de fuerzas de inercia, viscosas y gravitacionales, de la teoría de similitud podemos aplicar las ecuaciones obtenidas para el gasto de modelo y prototipo como se muestra enseguida:

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = L_e^{5/2} = (60)^{5/2} \quad (4.1)$$

Donde:

$Q_e$ : Factor de escala

$Q_p$ : gasto en prototipo

$Q_m$ : Gasto en modelo

Despejando  $Q_m$  de la ecuación anterior tenemos que:

$$Q_m = \frac{Q_p}{Q_e} = L_e^{5/2} \frac{500 \text{ m}^3/\text{s}}{(60)^{5/2}} = 0.1793 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto, el gasto en prototipo igual a 500 m<sup>3</sup>/s es igual a gasto en modelo de 0.1793 m<sup>3</sup>/s (17.93 l/s).

#### 4.2.2. Colocación de material (depósito de sedimento) en el acceso del canal de la margen derecha

Para definir el comportamiento del flujo en el acceso del canal de la margen derecha, se colocó material en la proximidades de este con la finalidad de simular el depósito de sedimento, esto se definió debido a que en observaciones anteriores en el funcionamiento del modelo, las velocidades en esta sección eran pequeñas, intuyendo que el material se depositaría en esta zona. En la siguiente figura se muestra la zona de colocación del material.

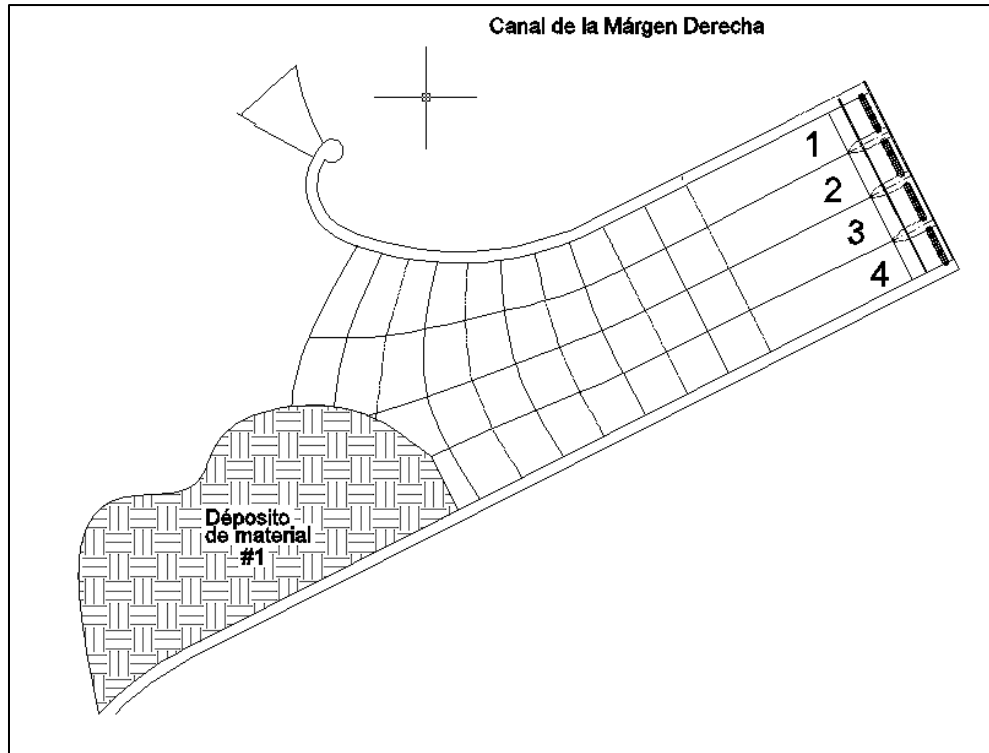


Figura 4. 1. Colocación del material (Configuración #1)

En la siguiente imagen también podemos observar la configuración del depósito del material en el modelo.



Figura 4.2. Configuración #1 del material en el modelo



De la misma manera se ensayaron 2 configuraciones más de depósito de sedimento en el modelo físico, como se muestra a continuación:

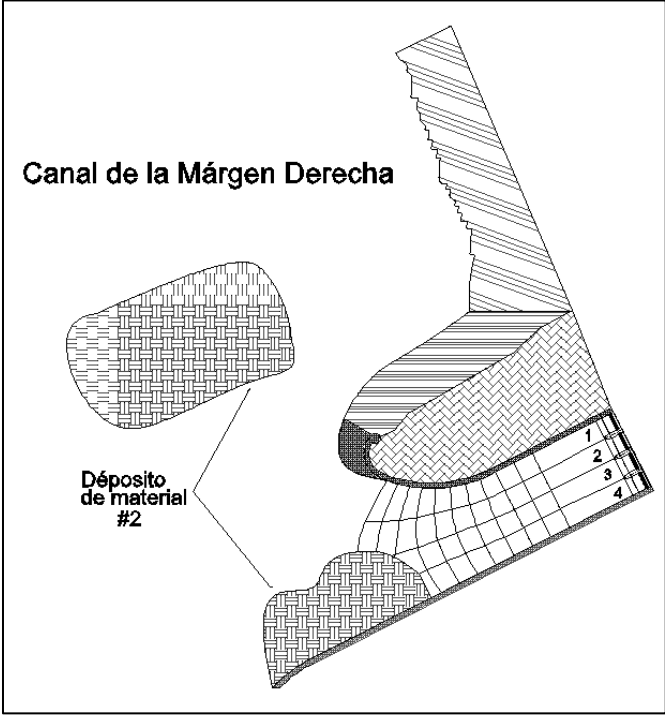


Figura 4. 3. Colocación del material (Configuración #2)



Figura 4.4. Configuración #2 del material en el modelo

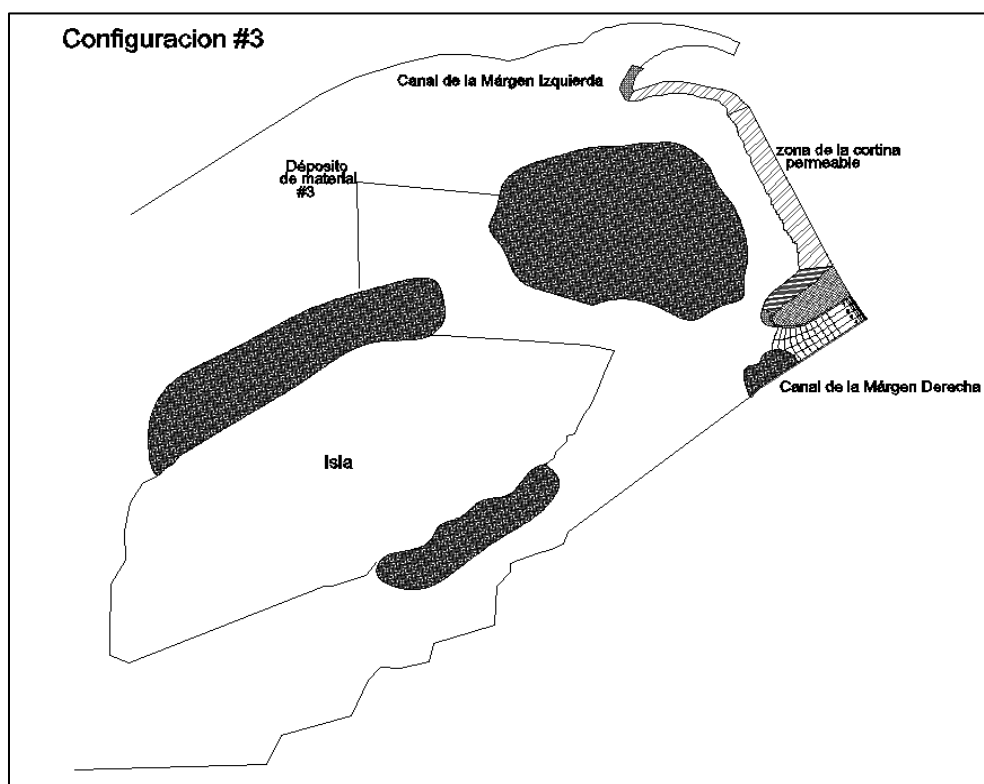


Figura 4. 5. Colocación del material (Configuración #3)



*Figura 4.6. Configuración #3 del material en el modelo*

#### **4.2.3. Establecimiento de tirantes y abertura de compuertas radiales**

Una vez establecido el gasto que ingresa al modelo físico y establecido el tirante aguas abajo para compuertas totalmente abiertas, se llevaron a cabo las siguientes actividades que se describen a continuación:

1°. Una vez establecidas las condiciones antes mencionadas, se impide el flujo en el canal de la Margen Izquierda mediante un dique de arena, para garantizar que el caudal ingresado al modelo es el pasara por el canal en estudio

2°. Se registró la abertura de las compuertas radiales para descarga libre y diferentes aberturas.

3°. Se permitió se estableciera el flujo después de un lapso de tiempo para cada abertura de compuerta y así llevar a cabo la medición del nuevo tirante.

4°. Se registró el nuevo tirante de aguas arriba de las compuertas radiales.

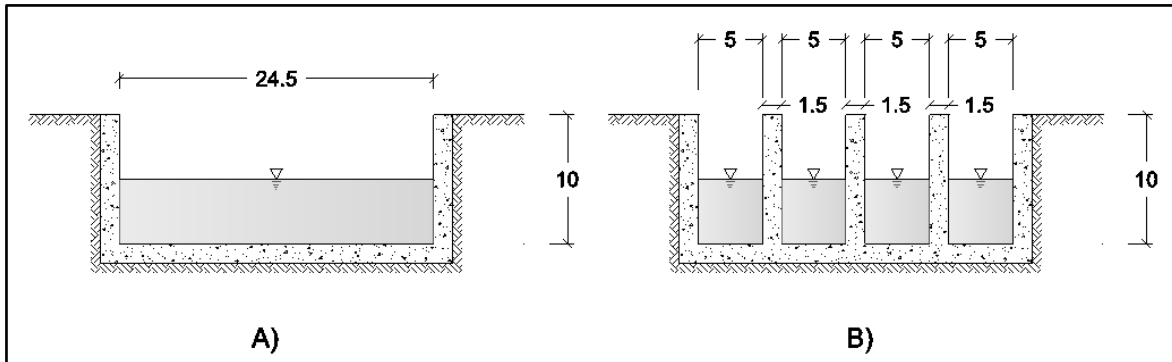


Figura 4.7. Secciones transversales tipo en el canal de la Margen Derecha

#### 4.2.4. Medición de la elevación de la superficie libre de agua en la obra de control

Las lecturas registradas de la elevación de la superficie libre del agua, fue al centro de una sección ubicada a 10 cm. aguas arriba de la nariz de las pilas centrales, asimismo se tomaron elevaciones en cada vano para tomar registro para cada compuerta. Cabe mencionar que la distancia horizontal para la lectura se determinó de tal manera que las mediciones no se vieran afectadas por las pequeñas ondas estacionarias que se forman justo a la entrada del caudal a la estructura de control.

Las mediciones se efectuaron con ayuda de un limnómetro de punta y para tener una relación directa de las elevaciones entre el modelo físico y el prototipo, de la relación de escalas se tomó como elevación de la plantilla del canal de 0.20 m, ya que la cota de la plantilla en prototipo es de 12 msnm. Lo antes descrito lo podemos observar en la siguiente imagen. Durante las pruebas realizadas se verificó que la carga sobre el vertedor se mantuviera constante, y que la vena líquida se mantuviera despegada de la cresta, especialmente para gastos pequeños.



*Figura 4.8. Sitio de medición en el canal de la margen derecha*

Es importante mencionar que los condiciones de funcionamiento del modelo aguas abajo de la estructura de control fuera correspondiente al del prototipo, debido a esto se verifico el nivel de la superficie libre del agua con ayuda de un nivel fijo y una regla graduada.

En la sección aguas arriba de las compuertas radiales se tiene el valor correspondiente al tirante medido de la plantilla y la superficie del agua ( $y_p$ ), como mencionamos la cota de plantilla del canal es  $Z_p=0.20$  m (12 msnm en prototipo), entonces tenemos que el tirante  $y_1$  será la suma de la cota de plantilla más la carga de posición.

$$y_1 = Z_p + y_p$$

Donde:

$y_1$ = tirante aguas arriba en msnm

$Z_p$ = Cota de plantilla del canal en msnm

$y_p$ = tirante medido en m

Los datos medidos con el limnómetro nos ayudaron a obtener la elevación de la superficie libre del agua referida a msnm, empleando el concepto de relaciones de escalas como sigue.

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} = 60$$

Con la expresión anterior podemos traducir las mediciones hechas en el modelo a prototipo despejando  $L_p$  de la relación de escalas, entonces se tiene:

$$L_p = 60 * L_m$$

### **4.3. Resultados**

En la siguiente tabla se muestran los gastos utilizados en el modelo para la medición de los tirantes en la sección antes descrita, asimismo se incluyen los gastos y elevaciones correspondientes en prototipo.

#### **4.3.1 Resultados de los experimentos en laboratorio (Sin depósito de sedimento)**

A continuación se muestran los valores obtenidos en las pruebas sin colocación de material en el acceso del canal, esto para compararlos posteriormente con los resultados que se obtengan con la configuración del depósito del material.

Lectura en el Limnómetro, en m	Descarga libre				Modelo	
	h, en m	Yp, en m	Hp, en m	QM en m <sup>3</sup> /s	QP en m <sup>3</sup> /s	Hp, en m
0.2080	0.0160	<b>0.0485</b>	<b>0.2485</b>	0.0049	135.65	<b>14.91</b>
0.2067	0.0173	<b>0.0512</b>	<b>0.2512</b>	0.0054	151.06	<b>15.07</b>
0.2050	0.0190	<b>0.0531</b>	<b>0.2531</b>	0.0062	172.09	<b>15.19</b>
0.2014	0.0226	<b>0.0610</b>	<b>0.2610</b>	0.0079	219.68	<b>15.66</b>
0.1970	0.0270	<b>0.0690</b>	<b>0.2690</b>	0.0102	283.10	<b>16.14</b>
0.1959	0.0281	0.0742	0.2742	0.0108	299.95	16.45
0.1900	0.0340	0.0859	0.2859	0.0142	394.76	17.15
0.1803	0.0437	0.1085	0.3085	0.0204	569.07	18.51

Tabla 4.2. Elevaciones-Gastos en Descarga Libre

Lectura en el Limnómetro, en m	w=2				Prototipo	
	h, en m	Yp, en m	Hp, en m	QM en m <sup>3</sup> /s	QP en m <sup>3</sup> /s	Hp, en m
0.2067	0.0173	0.0575	0.2575	0.0054	151.06	15.45
0.2050	0.0190	0.0650	0.2650	0.0062	172.09	15.90
0.2039	0.0201	0.0740	0.2740	0.0067	186.82	16.44
0.2014	0.0226	0.0938	0.2938	0.0079	219.68	17.63
0.2001	0.0239	0.1071	0.3071	0.0085	237.56	18.43
0.1987	0.0253	0.1236	0.3236	0.0092	257.65	19.42
0.1970	0.0270	0.1335	0.3335	0.0102	283.10	20.01

Tabla 4.3. Elevaciones-Gastos W=2

Lectura en el Limnómetro, en m	w=3				Prototipo	
	h, en m	Yp, en m	Hp, en m	QM en m <sup>3</sup> /s	QP en m <sup>3</sup> /s	Hp, en m
0.2014	0.0226	0.0620	0.2620	0.0079	219.68	15.72
0.1970	0.0270	0.0850	0.2850	0.0102	283.10	17.10
0.1938	0.0302	0.1081	0.3081	0.0119	332.66	18.49
0.1926	0.0314	0.1163	0.3163	0.0126	351.91	18.98

Tabla 4.4. Elevaciones-Gastos W=3

### 4.3.2 Resultados de los experimentos en laboratorio (Con depósito de sedimento)

En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos de los experimentos realizados en el modelo hidráulico con la configuración del

depósito de sedimento, para diferentes gastos con descarga libre y con una aberturas de 3 y 2 metros correspondientes en prototipo. En las columnas sobre el lado derecho se muestran las equivalencias de las Elevaciones-Gastos en modelo y prototipo.

<b>Configuración de sedimento #1</b>									
<b>Descarga libre</b>								<b>Prototipo</b>	
Num. De vano	Lectura en el Limnómetro, en m	h, en m	Plantilla	Superficie Libre	Yp, en m	Hp, en m	QM en m <sup>3</sup> /s	Hp, en (msnm)	QP en m <sup>3</sup> /s
1	0.2080	0.0160	14.69	9.56	0.05	0.2513	0.00486	15.08	135.65
	0.2038	0.0202		9.10	0.06	0.2559	0.00672	15.35	187.50
	0.1965	0.0275		7.43	0.07	0.2726	0.01042	16.36	290.65
	0.1867	0.0373		5.31	0.09	0.2938	0.01620	17.63	451.63
	0.2080	0.0160		9.55	0.05	0.2514	0.00486	15.08	135.65
	0.2045	0.0195		9.20	0.05	0.2549	0.00640	15.29	178.45
	0.1998	0.0242		8.22	0.06	0.2647	0.00868	15.88	242.10
	0.1971	0.0269		7.54	0.07	0.2715	0.01010	16.29	281.60
2	0.2080	0.0160	14.70	9.56	0.05	0.2514	0.00486	15.09	135.65
	0.2038	0.0202		9.04	0.06	0.2566	0.00672	15.40	187.50
	0.1965	0.0275		7.40	0.07	0.2730	0.01042	16.38	290.65
	0.1867	0.0373		5.25	0.09	0.2945	0.01620	17.67	451.63
	0.2080	0.0160		9.52	0.05	0.2518	0.00486	15.11	135.65
	0.2045	0.0195		9.19	0.06	0.2551	0.00640	15.31	178.45
	0.1998	0.0242		8.21	0.06	0.2649	0.00868	15.89	242.10
	0.1971	0.0269		7.52	0.07	0.2718	0.01010	16.31	281.60
3	0.2080	0.0160	14.70	9.56	0.05	0.2514	0.00486	15.08	135.65
	0.2038	0.0202		9.04	0.06	0.2566	0.00672	15.40	187.50
	0.1965	0.0275		7.40	0.07	0.2730	0.01042	16.38	290.65
	0.1867	0.0373		5.25	0.09	0.2945	0.01620	17.67	451.63
	0.2080	0.0160		9.51	0.05	0.2519	0.00486	15.11	135.65
	0.2045	0.0195		9.20	0.06	0.2550	0.00640	15.30	178.45
	0.1998	0.0242		8.21	0.06	0.2649	0.00868	15.89	242.10
	0.1971	0.0269		7.50	0.07	0.2720	0.01010	16.32	281.60
4	0.2080	0.0160	14.70	9.55	0.05	0.2515	0.00486	15.09	135.65
	0.2038	0.0202		8.99	0.06	0.2571	0.00672	15.43	187.50
	0.1965	0.0275		7.41	0.07	0.2729	0.01042	16.37	290.65
	0.1867	0.0373		5.28	0.09	0.2942	0.01620	17.65	451.63
	0.2080	0.0160		9.50	0.05	0.2520	0.00486	15.12	135.65
	0.2045	0.0195		9.20	0.06	0.2550	0.00640	15.30	178.45
	0.1998	0.0242		8.19	0.07	0.2651	0.00868	15.91	242.10
	0.1971	0.0269		7.53	0.07	0.2717	0.01010	16.30	281.60

Tabla 4.4. Elevaciones-Gastos en Descarga Libre (Configuración # 1)



Configuración de sedimento #1									
w=3							Prototipo		
Num. De vano	Lectura en el Limnómetro, en m	h, en m	Plantilla	Superficie Libre	Yp, en m	Hp, en m	QM en m³/s	Hp, en (msnm)	QP en m³/s
1	0.2080	0.0160	14.69	9.55	0.05	0.2514	0.00486	15.08	135.65
	0.2045	0.0195		9.18	0.06	0.2551	0.00640	15.31	178.45
	0.2038	0.0202		8.98	0.06	0.2571	0.00672	15.43	187.50
	0.1965	0.0275		5.99	0.09	0.2870	0.01042	17.22	290.65
	0.1867	0.0373		0.70	0.14	0.3399	0.01620	20.39	451.63
2	0.2080	0.0160	14.70	9.55	0.05	0.2515	0.00486	15.09	135.65
	0.2045	0.0195		9.14	0.06	0.2556	0.00640	15.34	178.45
	0.2038	0.0202		8.89	0.06	0.2581	0.00672	15.49	187.50
	0.1965	0.0275		5.98	0.09	0.2872	0.01042	17.23	290.65
	0.1867	0.0373		0.70	0.14	0.3400	0.01620	20.40	451.63
3	0.2080	0.0160	14.70	9.55	0.05	0.2515	0.00486	15.09	135.65
	0.2045	0.0195		9.14	0.06	0.2556	0.00640	15.34	178.45
	0.2038	0.0202		8.89	0.06	0.2581	0.00672	15.49	187.50
	0.1965	0.0275		5.98	0.09	0.2872	0.01042	17.23	290.65
	0.1867	0.0373		0.70	0.14	0.3400	0.01620	20.40	451.63
4	0.2080	0.0160	14.70	9.55	0.05	0.2515	0.00486	15.09	135.65
	0.2045	0.0195		9.14	0.06	0.2556	0.00640	15.34	178.45
	0.2038	0.0202		8.91	0.06	0.2579	0.00672	15.47	187.50
	0.1965	0.0275		6.00	0.09	0.2870	0.01042	17.22	290.65
	0.1867	0.0373		0.70	0.14	0.3400	0.01620	20.40	451.63

Tabla 4.5. Elevaciones-Gastos W=3 (Configuración # 1)

<b>Configuración de sedimento #1</b>									
<b>w=2</b>							<b>Prototipo</b>		
Num. De vano	Lectura en el Limnómetro, en m	h, en m	Plantilla	Superficie Libre	Yp, en m	Hp, en m	QM en m <sup>3</sup> /s	Hp, en (msnm)	QP en m <sup>3</sup> /s
1	0.2080	0.0160	14.69	9.06	0.06	0.2563	0.00486	15.38	135.65
	0.1998	0.0242		4.50	0.10	0.3019	0.00868	18.11	242.10
	0.1971	0.0269		1.22	0.13	0.3347	0.01010	20.08	281.60
	0.2038	0.0202		7.39	0.07	0.2730	0.00672	16.38	187.50
2	0.2080	0.0160	14.70	9.04	0.06	0.2566	0.00486	15.40	135.65
	0.1998	0.0242		4.45	0.10	0.3025	0.00868	18.15	242.10
	0.1971	0.0269		1.21	0.13	0.3349	0.01010	20.09	281.60
	0.2038	0.0202		7.38	0.07	0.2732	0.00672	16.39	187.50
3	0.2080	0.0160	14.70	9.04	0.06	0.2566	0.00486	15.40	135.65
	0.1998	0.0242		4.45	0.10	0.3025	0.00868	18.15	242.10
	0.1971	0.0269		1.21	0.13	0.3349	0.01010	20.09	281.60
	0.2038	0.0202		7.38	0.07	0.2732	0.00672	16.39	187.50
4	0.2080	0.0160	14.70	9.04	0.06	0.2566	0.00486	15.40	135.65
	0.1998	0.0242		4.50	0.10	0.3020	0.00868	18.12	242.10
	0.1971	0.0269		1.15	0.14	0.3355	0.01010	20.13	281.60
	0.2038	0.0202		7.38	0.07	0.2732	0.00672	16.39	187.50

Tabla 4.6. Elevaciones-Gastos W=2 (Configuración # 1)

A continuación se muestran los resultados para la configuración de depósito de sedimento #2.

Configuración de sedimento #2									
Descarga libre								Prototipo	
Num. De vano	Lectura en el Limnómetro, en m	h, en m	Plantilla	Superficie Libre	Yp, en m	Hp, en m	QM en m³/s	Hp, en (msnm)	QP en m³/s
1	0.2090	0.0150	14.69	9.80	0.05	0.2489	0.00445	14.93	124.21
	0.2065	0.0175		9.40	0.05	0.2529	0.00550	15.17	153.48
	0.2015	0.0225		8.61	0.06	0.2608	0.00783	15.65	218.31
	0.1960	0.0280		7.43	0.07	0.2726	0.01070	16.36	298.27
2	0.2090	0.0150	14.70	9.79	0.05	0.2491	0.00445	14.95	124.21
	0.2065	0.0175		9.40	0.05	0.2530	0.00550	15.18	153.48
	0.2015	0.0225		8.57	0.06	0.2613	0.00783	15.68	218.31
	0.1960	0.0280		7.40	0.07	0.2730	0.01070	16.38	298.27
3	0.2090	0.0150	14.70	9.79	0.05	0.2491	0.00445	14.95	124.21
	0.2065	0.0175		9.40	0.05	0.2530	0.00550	15.18	153.48
	0.2015	0.0225		8.57	0.06	0.2613	0.00783	15.68	218.31
	0.1960	0.0280		7.40	0.07	0.2730	0.01070	16.38	298.27
4	0.2090	0.0150	14.70	9.78	0.05	0.2492	0.00445	14.95	124.21
	0.2065	0.0175		9.37	0.05	0.2533	0.00550	15.20	153.48
	0.2015	0.0225		8.52	0.06	0.2618	0.00783	15.71	218.31
	0.1960	0.0280		7.40	0.07	0.2730	0.01070	16.38	298.27

Tabla 4.7. Elevaciones-Gastos en Descarga Libre (Configuración #2)

Configuración de sedimento #2									
w=3								Prototipo	
Num. De vano	Lectura en el Limnómetro, en m	h, en m	Plantilla	Superficie Libre	Yp, en m	Hp, en m	QM en m³/s	Hp, en (msnm)	QP en m³/s
1	0.2065	0.0175	14.69	9.35	0.05	0.2534	0.00550	15.20	153.48
	0.2015	0.0225		8.51	0.06	0.2618	0.00783	15.71	218.31
	0.1960	0.0280		5.73	0.09	0.2896	0.01070	17.38	298.27
2	0.2065	0.0175	14.70	9.35	0.05	0.2535	0.00550	15.21	153.48
	0.2015	0.0225		8.50	0.06	0.2620	0.00783	15.72	218.31
	0.1960	0.0280		5.70	0.09	0.2900	0.01070	17.40	298.27
3	0.2065	0.0175	14.70	9.35	0.05	0.2535	0.00550	15.21	153.48
	0.2015	0.0225		8.50	0.06	0.2620	0.00783	15.72	218.31
	0.1960	0.0280		5.70	0.09	0.2900	0.01070	17.40	298.27
4	0.2065	0.0175	14.70	9.35	0.05	0.2535	0.00550	15.21	153.48
	0.2015	0.0225		8.48	0.06	0.2622	0.00783	15.73	218.31
	0.1960	0.0280		5.70	0.09	0.2900	0.01070	17.40	298.27

Tabla 4.8. Elevaciones-Gastos W=3 (Configuración #2)

<b>Configuración de sedimento #2</b>									
<b>w=2</b>								<b>Prototipo</b>	
Num. De vano	Lectura en el Limnómetro, en m	h, en m	Plantilla	Superficie Libre	Yp, en m	Hp, en m	QM en m³/s	Hp, en (msnm)	QP en m³/s
1	0.2090	0.0150	14.69	9.57	0.05	0.2512	0.00445	15.07	124.21
	0.2065	0.0175		8.90	0.06	0.2579	0.00550	15.47	153.48
	0.2015	0.0225		5.35	0.09	0.2934	0.00783	17.60	218.31
	0.1960	0.0280		0.33	0.14	0.3436	0.01070	20.62	298.27
2	0.2090	0.0150	14.70	9.57	0.05	0.2513	0.00445	15.08	124.21
	0.2065	0.0175		8.89	0.06	0.2581	0.00550	15.49	153.48
	0.2015	0.0225		5.37	0.09	0.2933	0.00783	17.60	218.31
	0.1960	0.0280		0.33	0.14	0.3437	0.01070	20.62	298.27
3	0.2090	0.0150	14.70	9.57	0.05	0.2513	0.00445	15.08	124.21
	0.2065	0.0175		8.81	0.06	0.2589	0.00550	15.53	153.48
	0.2015	0.0225		5.37	0.09	0.2933	0.00783	17.60	218.31
	0.1960	0.0280		0.33	0.14	0.3437	0.01070	20.62	298.27
4	0.2090	0.0150	14.70	9.57	0.05	0.2513	0.00445	15.08	124.21
	0.2065	0.0175		8.80	0.06	0.2590	0.00550	15.54	153.48
	0.2015	0.0225		5.36	0.09	0.2934	0.00783	17.60	218.31
	0.1960	0.0280		0.35	0.14	0.3435	0.01070	20.61	298.27

Tabla 4.9. Elevaciones-Gastos W=2 (Configuración #2)

Enseguida se muestran los resultados obtenidos en las mediciones en el modelo físico con la configuración de depósito de sedimento #3

<b>Configuración de sedimento #3</b>									
<b>Descarga libre</b>								<b>Prototipo</b>	
Num. De vano	Lectura en el Limnómetro, en m	h, en m	Plantilla	Superficie Libre	Yp, en m	Hp, en m	QM en m³/s	Hp, en (msnm)	QP en m³/s
1	0.2075	0.0165	14.69	9.52	0.05	0.2517	0.00507	15.10	141.51
	0.2051	0.0189		9.22	0.05	0.2547	0.00613	15.28	170.82
	0.2037	0.0203		9.12	0.06	0.2557	0.00677	15.34	188.81
	0.2015	0.0225		8.56	0.06	0.2613	0.00783	15.68	218.31
2	0.2075	0.0165	14.70	9.52	0.05	0.2518	0.00507	15.11	141.51
	0.2051	0.0189		9.20	0.06	0.2550	0.00613	15.30	170.82
	0.2037	0.0203		9.00	0.06	0.2570	0.00677	15.42	188.81
	0.2015	0.0225		8.56	0.06	0.2614	0.00783	15.68	218.31
3	0.2075	0.0165	14.70	9.52	0.05	0.2518	0.00507	15.11	141.51
	0.2051	0.0189		9.20	0.06	0.2550	0.00613	15.30	170.82
	0.2037	0.0203		9.00	0.06	0.2570	0.00677	15.42	188.81
	0.2015	0.0225		8.56	0.06	0.2614	0.00783	15.68	218.31
4	0.2075	0.0165	14.70	9.52	0.05	0.2518	0.00507	15.11	141.51
	0.2051	0.0189		9.20	0.06	0.2550	0.00613	15.30	170.82
	0.2037	0.0203		9.10	0.06	0.2560	0.00677	15.36	188.81
	0.2015	0.0225		8.56	0.06	0.2614	0.00783	15.68	218.31

Tabla 4.10. Elevaciones-Gastos en Descarga Libre (Configuración #3)

<b>Configuración de sedimento #3</b>									
<b>w=3</b>								<b>Prototipo</b>	
Num. De vano	Lectura en el Limnómetro, en m	h, en m	Plantilla	Superficie Libre	Yp, en m	Hp, en m	QM en m³/s	Hp, en (msnm)	QP en m³/s
1	0.2051	0.0189	14.69	9.18	0.06	0.2551	0.00613	15.31	170.82
	0.2037	0.0203		9.10	0.06	0.2559	0.00677	15.35	188.81
	0.2015	0.0225		8.44	0.06	0.2625	0.00783	15.75	218.31
2	0.2051	0.0189	14.70	9.17	0.06	0.2553	0.00613	15.32	170.82
	0.2037	0.0203		9.10	0.06	0.2560	0.00677	15.36	188.81
	0.2015	0.0225		8.44	0.06	0.2626	0.00783	15.76	218.31
3	0.2051	0.0189	14.70	9.17	0.06	0.2553	0.00613	15.32	170.82
	0.2037	0.0203		9.10	0.06	0.2560	0.00677	15.36	188.81
	0.2015	0.0225		8.44	0.06	0.2626	0.00783	15.76	218.31
4	0.2051	0.0189	14.70	9.17	0.06	0.2553	0.00613	15.32	170.82
	0.2037	0.0203		9.00	0.06	0.2570	0.00677	15.42	188.81
	0.2015	0.0225		8.44	0.06	0.2626	0.00783	15.76	218.31

Tabla 4.11. Elevaciones-Gastos W=3 (Configuración #3)

<b>Configuración de sedimento #3</b>									
<b>w=2</b>								<b>Prototipo</b>	
Num. De vano	Lectura en el Limnómetro, en m	h, en m	Plantilla	Superficie Libre	Yp, en m	Hp, en m	QM en m³/s	Hp, en (msnm)	QP en m³/s
1	0.2075	0.0165	14.69	9.00	0.06	0.2569	0.00507	15.41	141.51
	0.2037	0.0203		7.18	0.08	0.2751	0.00677	16.51	188.81
	0.2015	0.0225		5.54	0.09	0.2915	0.00783	17.49	218.31
2	0.2075	0.0165	14.70	9.00	0.06	0.2570	0.00507	15.42	141.51
	0.2037	0.0203		7.20	0.08	0.2750	0.00677	16.50	188.81
	0.2015	0.0225		5.54	0.09	0.2916	0.00783	17.50	218.31
3	0.2075	0.0165	14.70	9.00	0.06	0.2570	0.00507	15.42	141.51
	0.2037	0.0203		7.20	0.08	0.2750	0.00677	16.50	188.81
	0.2015	0.0225		5.51	0.09	0.2919	0.00783	17.51	218.31
4	0.2075	0.0165	14.70	9.00	0.06	0.2570	0.00507	15.42	141.51
	0.2037	0.0203		7.20	0.08	0.2750	0.00677	16.50	188.81
	0.2015	0.0225		5.15	0.10	0.2955	0.00783	17.73	218.31

Tabla 4.12. Elevaciones-Gastos W=2 (Configuración #3)

## **5. CALCULO TEORICO DEL COMPORTAMIENTO DE COMPUERTAS RADIALES**

En esta sección se describirán los cálculos del comportamiento de las compuertas radiales, según las variables que se tiene en prototipo, para diferentes tirantes  $y_1$  aguas arriba y diferentes aberturas de compuertas. Lo anterior se realizara aplicando tres diferentes metodologías descritas en capítulos anteriores en el estado del arte hidráulico.

La finalidad de reproducir las curvas de elevaciones-Gastos es comparar estas curvas con datos del prototipo, del modelo con y sin depósito para así describir el comportamiento del flujo en el canal y el funcionamiento del canal de la margen derecha en su estructura de control (compuertas radiales).

Es importante señalar que los cálculos solo se efectúan para descarga libre por las condiciones del flujo que se presentan en la estructura de control.

De tal manera se procedió a llevar a cabo los cálculos correspondientes, para conocer los coeficientes (según sea el caso) y la descarga  $Q$  en cada una de las compuertas y de todo el canal de la margen derecha.

## 5.1 Datos obtenidos con la teoría de Henderson

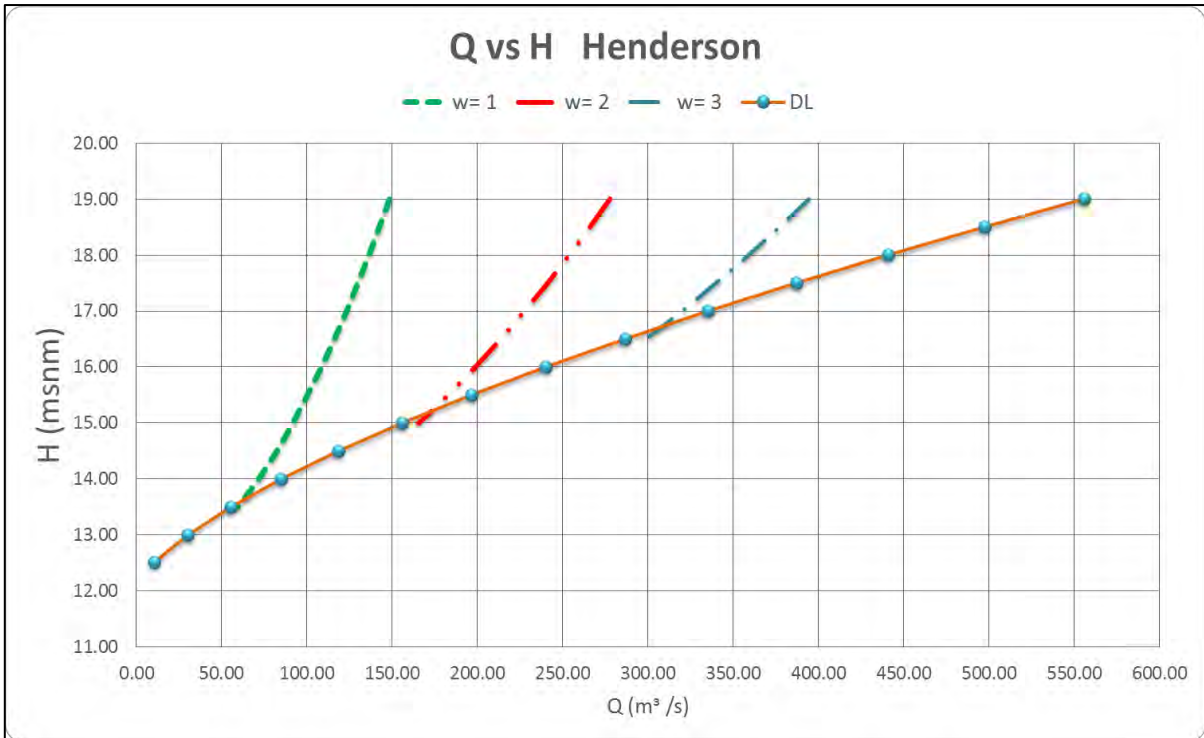
A continuación se muestran los datos obtenidos mediante la aplicación de las ecuaciones de Henderson para descarga libre. Para obtener los coeficientes para esta metodología se ocupan los datos de la estructura (véase variables de entrada en capítulo 2).

Henderson					Una compuerta							
					w= 1		w= 2		w= 3		DL	
Variable	Valor	Unidad	Nivel (msnm)	y (m)	Cd	Q (m³/s)	Cd	Q (m³/s)	Cd	Q (m³/s)	C	Q (m³/s)
<b>h=</b>	6.5	m	19.00	7.00	0.633	37.07	0.593	69.47	0.561	98.58	1.5	138.90
<b>R=</b>	10.8	m	18.50	6.50	0.631	35.60	0.589	66.55	0.556	94.22	1.5	124.29
<b>θ1=</b>	59.39	°	18.00	6.00	0.628	34.08	0.585	63.50	0.551	89.69	1.5	110.23
<b>θ2=</b>	65.38	°	17.50	5.50	0.625	32.48	0.581	60.32	0.545	84.95	1.5	96.74
<b>θ3=</b>	71.09	°	17.00	5.00	0.622	30.80	0.575	56.97	0.538	79.97	1.5	83.85
<b>Cc(1)=</b>	0.662	adim	16.50	4.50	0.618	29.03	0.569	53.44	0.530	74.74	1.5	71.59
<b>Cc(2)=</b>	0.645	adim	16.00	4.00	0.613	27.16	0.561	49.70	0.521	69.19	1.5	60.00
<b>Cc(3)=</b>	0.632	adim	15.50	3.50	0.607	25.15	0.551	45.70	0.509	63.28	1.5	49.11
<b>Cota de plantilla=</b>	12.00	m	15.00	3.00	0.599	22.98	0.539	41.39			1.5	38.97
<b>Ancho de compuerta=</b>	5.00	m	14.50	2.50	0.589	20.61	0.524	36.70			1.5	29.65
<b>g =</b>	9.81	( m/s²)	14.00	2.00	0.574	17.97					1.5	21.21
			13.50	1.50	0.551	14.95					1.5	13.78
			13.00	1.00							1.5	7.50
			12.50	0.50							1.5	2.65

Tabla 5.1. H vs Q (Una compuerta)-Henderson

Henderson					4 compuertas			
					w=1	w=2	w=3	DL
Variable	Valor	Unidad	Nivel (msnm)	y (m)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)
<b>h=</b>	6.5	m	19.00	7.00	148.28	277.90	394.31	555.61
<b>R=</b>	10.8	m	18.50	6.50	142.41	266.20	376.89	497.15
<b>θ1=</b>	59.39	°	18.00	6.00	136.30	254.01	358.74	440.91
<b>θ2=</b>	65.38	°	17.50	5.50	129.91	241.26	339.78	386.96
<b>θ3=</b>	71.09	°	17.00	5.00	123.21	227.88	319.89	335.41
<b>Cc(1)=</b>	0.662	adim	16.50	4.50	116.13	213.76	298.94	286.38
<b>Cc(2)=</b>	0.645	adim	16.00	4.00	108.62	198.79	276.77	240.00
<b>Cc(3)=</b>	0.632	adim	15.50	3.50	100.59	182.79	253.14	196.44
<b>Cota de plantilla=</b>	12.00	m	15.00	3.00	91.92	165.56		155.88
<b>Ancho de compuerta=</b>	5.00	m	14.50	2.50	82.44	146.78		118.59
<b>g =</b>	9.81	( m/s²)	14.00	2.00	71.88			84.85
			13.50	1.50	59.82			55.11
			13.00	1.00				30.00
			12.50	0.50				10.61

Tabla 5.2. H vs Q (4 compuertas)- Henderson



Gráfica 5.1. Curvas de Elevaciones-Gastos (H vs Q) Henderson

## 5.2 Datos obtenidos con la teoría de Sotelo

En este apartado se muestran los resultados aplicando la teoría descrita en el estado del arte hidráulico para el autor mencionado, al igual que los cálculos anteriores, estos son para descarga libre, asimismo las variables están dadas de acuerdo a las características del canal de la margen derecha

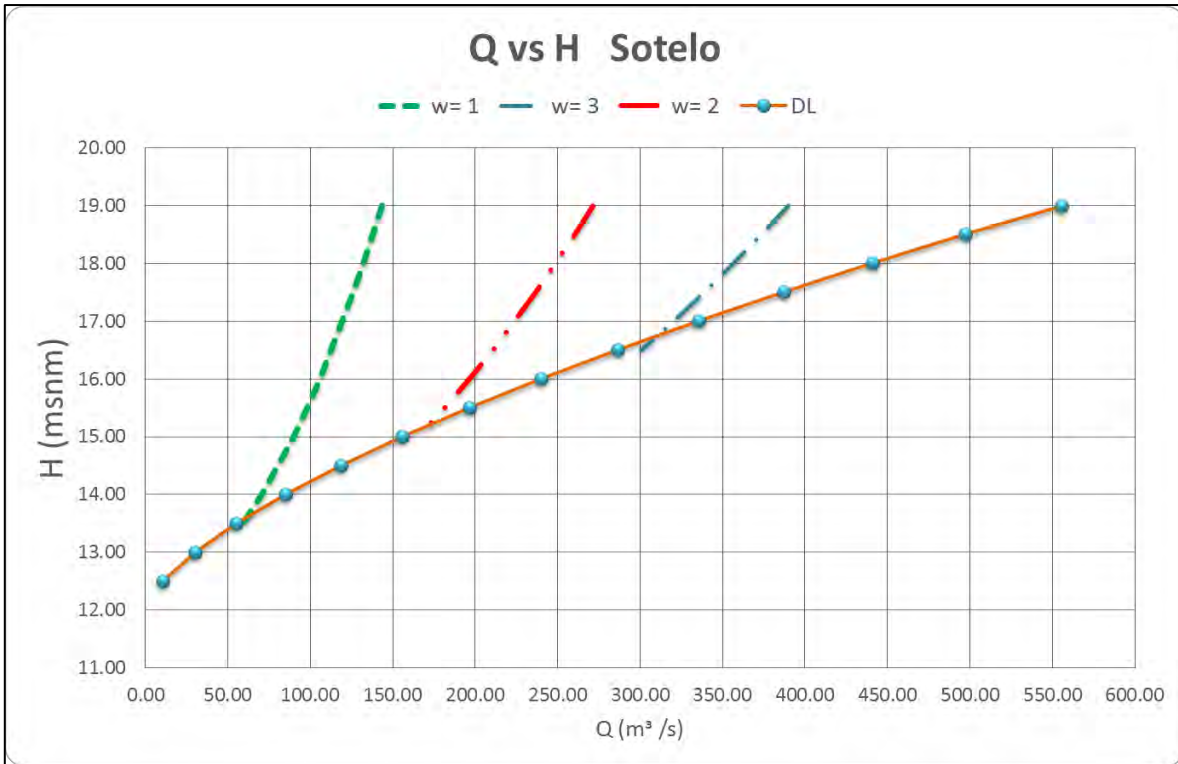


Sotelo					Una compuerta										
					w= 1			w= 2			w= 3		DL		
Variable	Valor	Unidad	Nivel (msnm)	y (m)	Cv	Cd	Q (m³/s)	Cv	Cd	Q (m³/s)	Cv	Cd	Q (m³/s)	C	Q (m³/s)
h=	6.5 m		19.00	7.00	0.97	0.612	35.84	0.98	0.579	67.85	0.99	0.555	97.48	1.5	138.90
R=	10.8 m		18.50	6.50	0.97	0.610	34.44	0.98	0.576	65.08	0.99	0.551	93.38	1.5	124.29
θ1=	59.39 °		18.00	6.00	0.97	0.608	32.99	0.98	0.573	62.19	0.99	0.548	89.12	1.5	110.23
θ2=	65.38 °		17.50	5.50	0.97	0.606	31.46	0.98	0.570	59.18	1.00	0.543	84.67	1.5	96.74
θ3=	71.09 °		17.00	5.00	0.97	0.603	29.87	0.98	0.566	56.02	1.00	0.539	80.00	1.5	83.85
Cc(1)=	0.662 adim		16.50	4.50	0.97	0.600	28.18	0.99	0.561	52.68	1.00	0.533	75.10	1.5	71.59
Cc(2)=	0.645 adim		16.00	4.00	0.97	0.596	26.40	0.99	0.555	49.15	1.01	0.526	69.92	1.5	60.00
Cc(3)=	0.632 adim		15.50	3.50	0.97	0.591	24.49	0.99	0.548	45.39	1.02	0.518	64.40	1.5	49.11
Cota de plantilla=	12.00 m		15.00	3.00	0.98	0.585	22.43	1.00	0.539	41.34				1.5	38.97
Ancho de compuerta=	5.00 m		14.50	2.50	0.98	0.576	20.18	1.01	0.527	36.93				1.5	29.65
g =	9.81 (m/s²)		14.00	2.00	0.98	0.565	17.69							1.5	21.21
			13.50	1.50	0.99	0.547	14.84							1.5	13.78
			13.00	1.00										1.5	7.50
			12.50	0.50										1.5	2.65

Tabla 5.3. H vs Q (Una compuerta)- Sotélo

Sotelo					4 compuertas			
					w=1	w=2	w=3	DL
Variable	Valor	Unidad	Nivel (msnm)	y (m)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)
h=	6.5 m		19.00	7.00	143.37	271.40	389.91	555.61
R=	10.8 m		18.50	6.50	137.78	260.31	373.52	497.15
θ1=	59.39 °		18.00	6.00	131.95	248.77	356.47	440.91
θ2=	65.38 °		17.50	5.50	125.86	236.71	338.66	386.96
θ3=	71.09 °		17.00	5.00	119.47	224.06	320.02	335.41
Cc(1)=	0.662 adim		16.50	4.50	112.74	210.73	300.40	286.38
Cc(2)=	0.645 adim		16.00	4.00	105.59	196.61	279.67	240.00
Cc(3)=	0.632 adim		15.50	3.50	97.96	181.55	257.62	196.44
Cota de plantilla=	12.00 m		15.00	3.00	89.73	165.35		155.88
Ancho de compuerta=	5.00 m		14.50	2.50	80.73	147.73		118.59
g =	9.81 (m/s²)		14.00	2.00	70.74			84.85
			13.50	1.50	59.35			55.11
			13.00	1.00				30.00
			12.50	0.50				10.61

Tabla 5.4. H vs Q (Cuatro compuertas)- Sotélo



Gráfica 5.2. Curvas de Elevaciones-Gastos (H vs Q) Sotelo

### 5.3 Datos obtenidos con la teoría de Cozzo

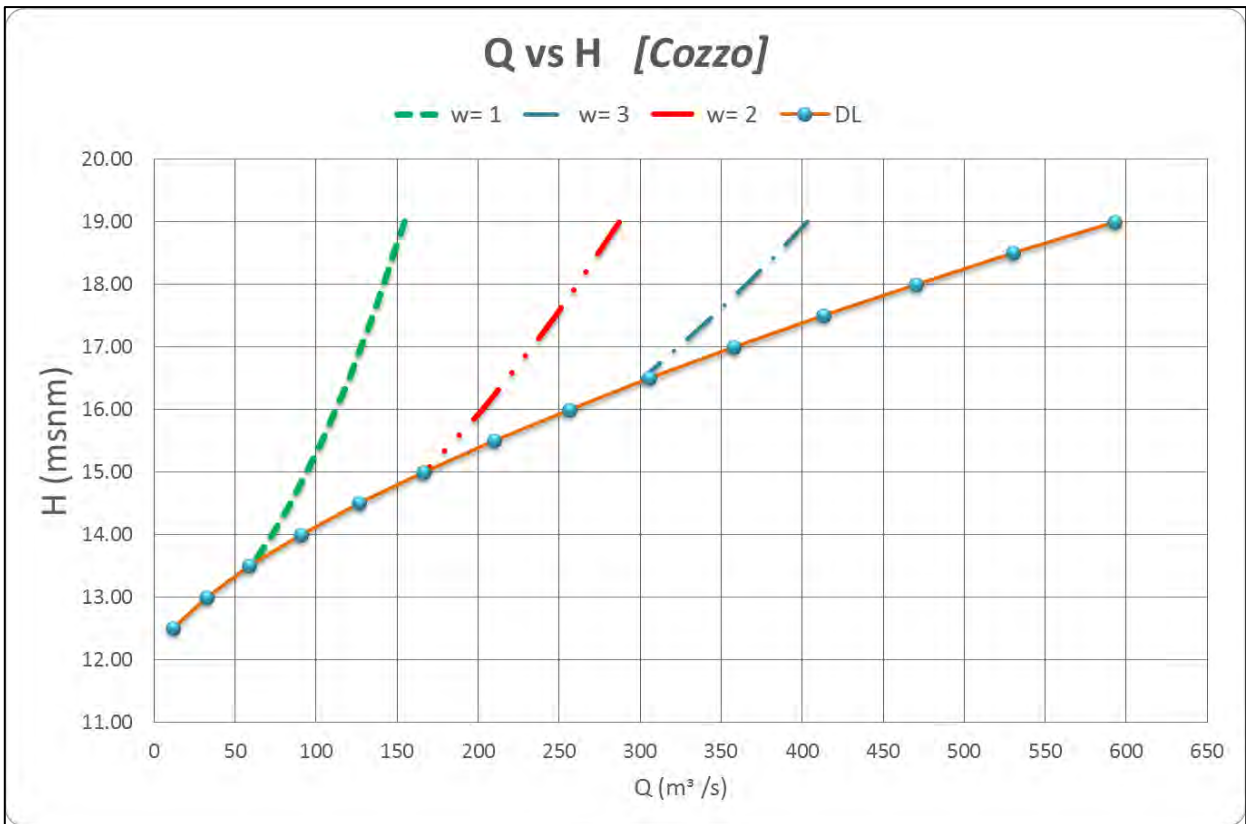
De igual manera a las teorías, presentamos los resultados de los cálculos para obtener las curvas Elevaciones-Gastos basados en la teoría de Cozzo descrita en el estado del arte hidráulico. A continuación se muestran las tablas de cálculo y la gráfica obtenida de estos.

Cozzo					Una compuerta							
					w= 1		w= 2		w= 3		DL	
Variable	Valor	Unidad	Nivel (msnm)	h (m)	Cd	Q (m³/s)	Cd	Q (m³/s)	Cd	Q (m³/s)	C	Q (m³/s)
<b>h=</b>	6.5	m	19.00	7.00	0.659	38.60	0.612	71.69	0.574	100.84	1.5	138.90
<b>R=</b>	10.8	m	18.50	6.50	0.656	37.04	0.607	68.58	0.568	96.20	1.5	124.29
<b>θ1=</b>	1.04	rad	18.00	6.00	0.653	35.42	0.602	65.33	0.561	91.36	1.5	110.23
<b>θ2=</b>	1.14	rad	17.50	5.50	0.649	33.72	0.596	61.93	0.554	86.30	1.5	96.74
<b>θ3=</b>	1.24	rad	17.00	5.00	0.645	31.94	0.589	58.35	0.545	80.98	1.5	83.85
			16.50	4.50	0.640	30.06	0.581	54.57	0.535	75.36	1.5	71.59
			16.00	4.00	0.633	28.06	0.571	50.55	0.522	69.41	1.5	60.00
			15.50	3.50	0.625	25.92	0.558	46.25	0.507	63.04	1.5	49.11
<b>Cota de plantilla=</b>	12.00	m	15.00	3.00	0.615	23.60	0.542	41.61			1.5	38.97
<b>Ancho de compuerta=</b>	5.00	m	14.50	2.50	0.601	21.05	0.522	36.53			1.5	29.65
<b>g =</b>	9.81	( m/s²)	14.00	2.00	0.581	18.21					1.5	21.21
			13.50	1.50	0.551	14.95					1.5	13.78
			13.00	1.00							1.5	7.50
			12.50	0.50							1.5	2.65

Tabla 5.5. H vs Q (Una compuerta) - Cozzo

Cozzo					4 compuertas			
					w=1	w=2	w=3	DL
Variable	Valor	Unidad	Nivel (msnm)	h (m)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)
<b>h=</b>	6.5	m	19.00	7.00	154.39	286.78	403.35	555.61
<b>R=</b>	10.8	m	18.50	6.50	148.17	274.32	384.80	497.15
<b>θ1=</b>	1.04	rad	18.00	6.00	141.68	261.32	365.45	440.91
<b>θ2=</b>	1.14	rad	17.50	5.50	134.90	247.71	345.20	386.96
<b>θ3=</b>	1.24	rad	17.00	5.00	127.77	233.41	323.91	335.41
			16.50	4.50	120.24	218.29	301.45	286.38
			16.00	4.00	112.24	202.22	277.62	240.00
			15.50	3.50	103.66	185.02	252.17	196.44
<b>Cota de plantilla=</b>	12.00	m	15.00	3.00	94.39	166.43		155.88
<b>Ancho de compuerta=</b>	5.00	m	14.50	2.50	84.21	146.12		118.59
<b>g =</b>	9.81	( m/s²)	14.00	2.00	72.85			84.85
			13.50	1.50	59.82			55.11
			13.00	1.00				30.00
			12.50	0.50				10.61

Tabla 5.6. H vs Q (Cuatro compuertas) - Cozzo



Gráfica 5.3. Curvas de Elevaciones-Gastos (H vs Q) Cozzo

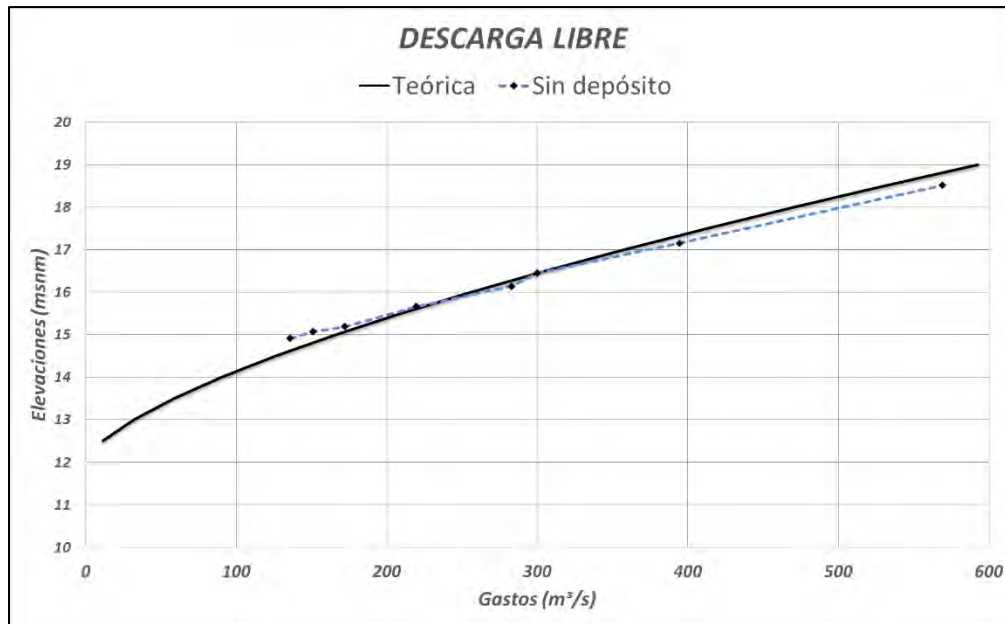
## **6.- COMPARACION DE RESULTADOS**

En este capítulo se llevaran a cabo diferentes comparaciones de los datos Elevaciones-Gastos (H vs Q) obtenidos experimentalmente en el laboratorio con los datos obtenidos teóricamente basados en el estado de arte hidráulico antes descrito. Asimismo, ya que se cuenta con datos de prototipo (mediciones de campo) obtenidos en una campaña de aforos en la estructura de control, se procedió a realizar la comparación de estos datos con los datos teóricos y experimentales (conseguidos en el laboratorio).

### **6.1 Comparación de datos teóricos y experimentales**

En este apartado se realizan la comparación de los datos medidos en el modelo hidráulico que se describió y las curvas teóricas.

En la primera gráfica, está dedicada a los gastos para la condición de descarga libre; los datos del modelo físico fueron convertidos a magnitudes del prototipo para compararlos en gráfica.



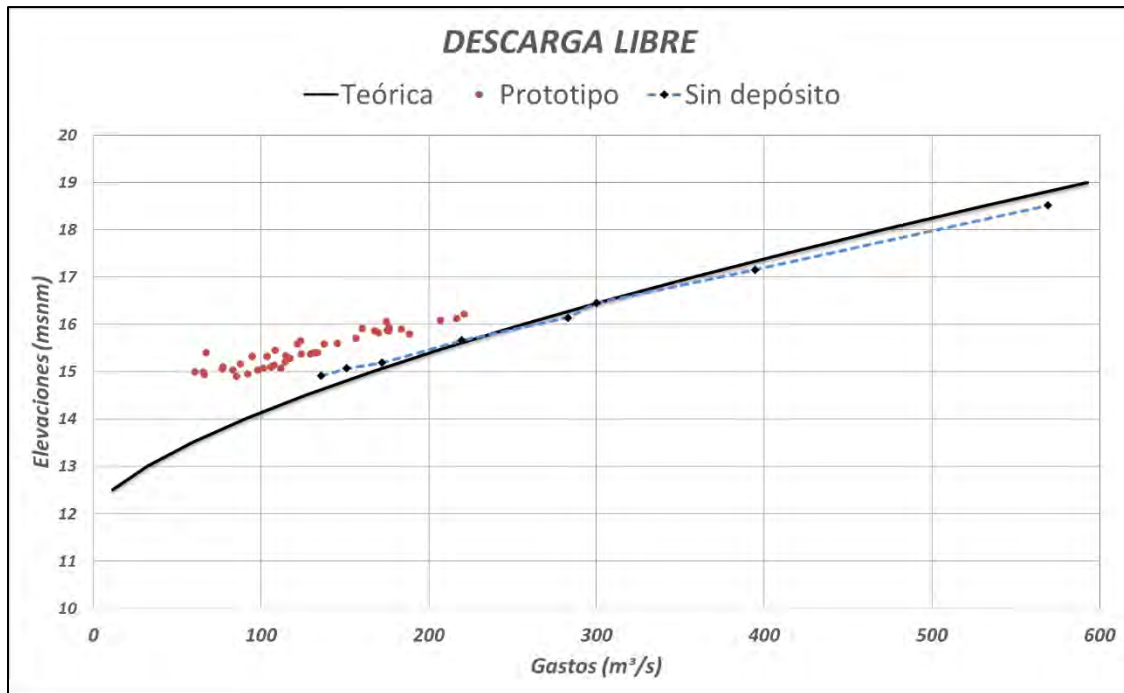
Gráfica 6.1. H vs Q (Teóricos vs Experimentales)

En la gráfica se aprecia que los datos obtenidos en el modelo hidráulico, siguen la tendencia de la curva teórica para descarga libre, la curva puede ajustarse un poco más a la línea punteada si variamos el coeficiente de descarga, sin embargo, se reproduce de esta manera para ver el comportamiento de los puntos conseguidos en el laboratorio, entonces se afirma que los datos medidos en modelo son semejante a los de la curva teórica.

## 6.2 Comparación de datos teóricos y mediciones en prototipo

A continuación se muestran los datos de las mediciones realizadas en prototipo, junto con la curva teórica para descarga libre, esto para observar el comportamiento y tendencia de cada una de ellas.

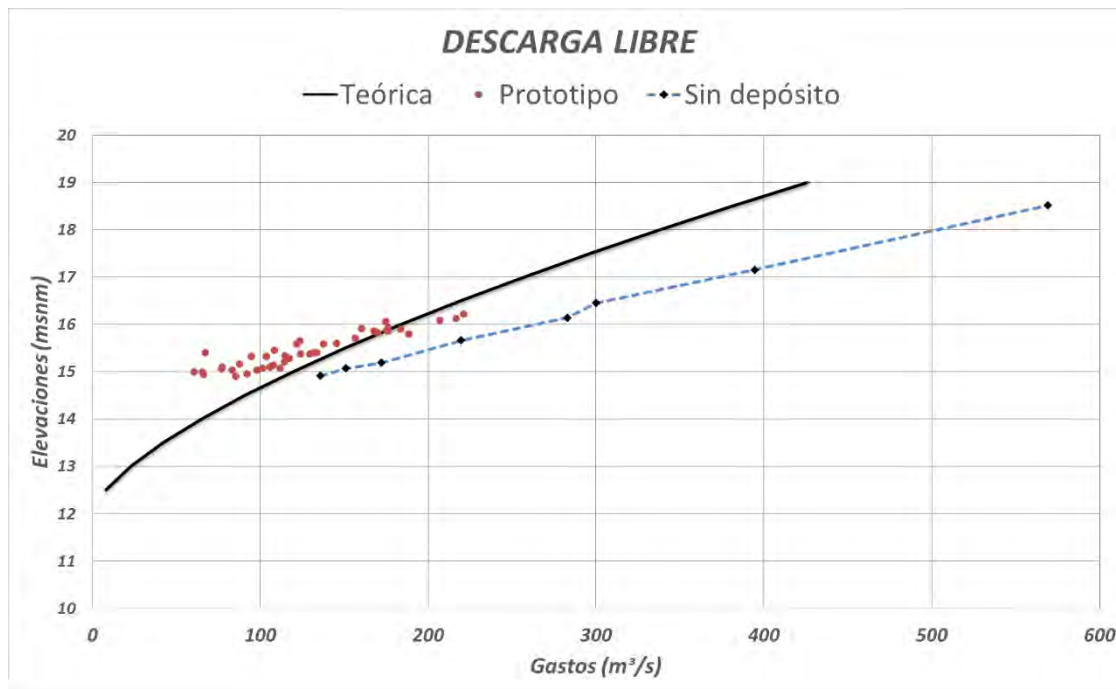
En la gráfica se muestran los datos del modelo, las cuales fueron mostradas en la gráfica anterior, ahora se agregan los datos de prototipo.



Gráfica 6.2. H vs Q (Teórica vs Experimentales vs Prototipo)

De la gráfica se observa que los datos de laboratorio son diferentes a los obtenidos en el modelo, ya que los puntos de prototipo quedan por encima de los experimentales conseguidos en laboratorio.

De la misma manera que variamos el coeficiente de descarga libre para hacerla coincidir con la línea de los puntos del modelo, podemos también variar el coeficiente para hacer coincidir la misma curva con los puntos de mediciones de campo, como se muestra a continuación.



Gráfica 6.3. H vs Q (Teórica vs Experimentales vs Prototipo)-Descarga Libre

Se nota que los puntos de las mediciones obtenidas en campo no siguen la tendencia de la curva teórica, ni con la variación del coeficiente de descarga. Aunque algunos de los puntos de prototipo intersectan la curva teórica, no presentaría tendencias parecidas.

### 6.3 Comparación de datos teóricos (con depósito de sedimento) y mediciones de campo

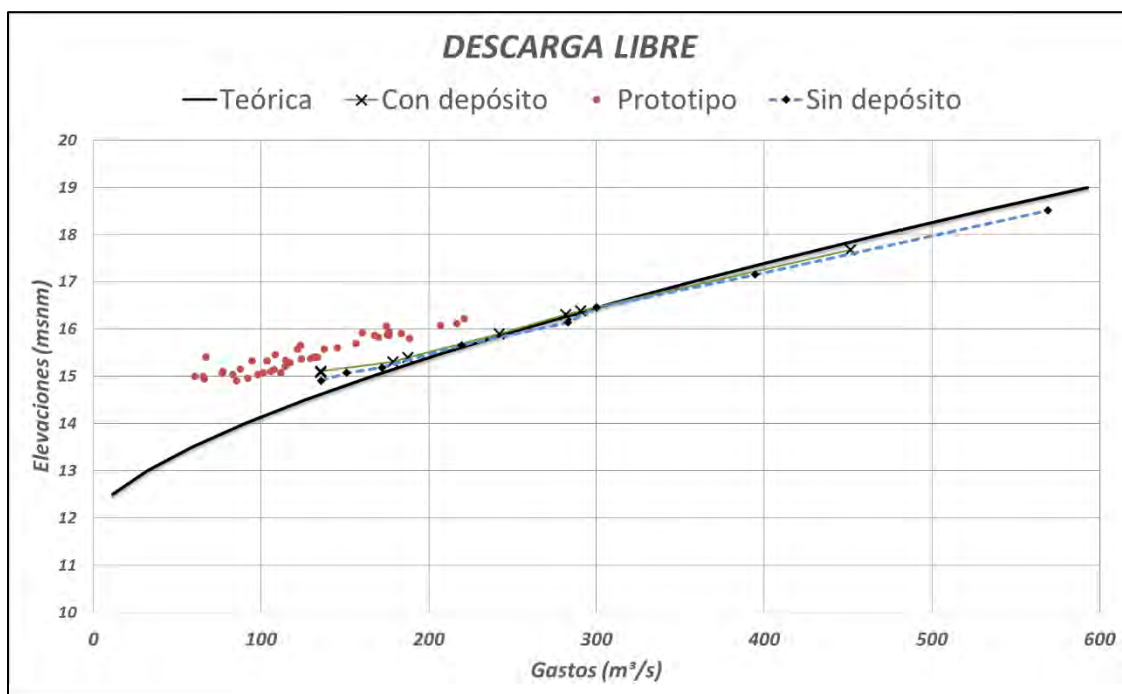
De lo comentado de la gráfica anterior, se planteó la hipótesis de que el canal de la margen derecha de la estructura de control “El Macayo” está afectado por el depósito de sedimentos en el acceso del canal, el cual hace que los gastos de descarga sean modificados y el funcionamiento hidráulico de la batería de compuertas no sea el adecuado. Debido a esto se realizaron las mediciones en el modelo hidráulico con diferentes configuraciones de depósito de sedimento en el acceso del canal, los datos obtenidos se



muestran en el capítulo anterior, los cuales se reproducen en las siguientes gráficas para describir y observar el comportamiento de los puntos.

### 6.3.1 Configuración de sedimento #1

En la siguiente gráfica se encuentran esbozados: la curva teórica, los puntos de prototipo y las curvas de mediciones experimentales conseguidas en el laboratorio con y sin depósito. Esto con finalidad de observar los diferentes comportamientos y tendencias de cada una de las mediciones.



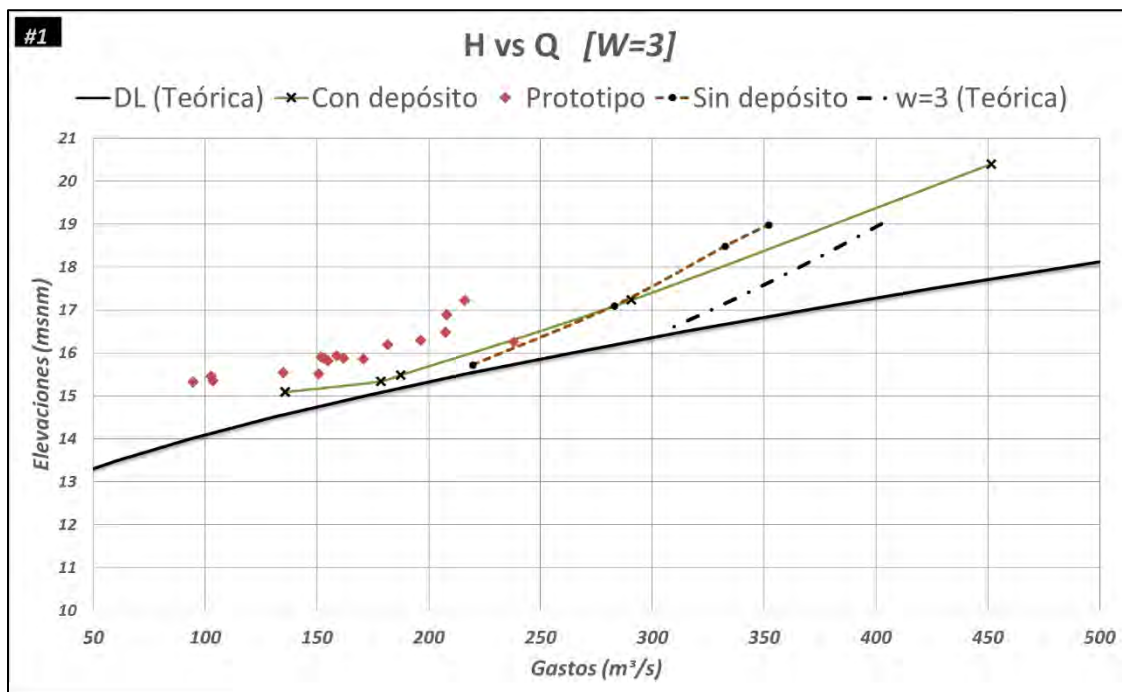
Gráfica 6.4. Comparaciones-Descarga Libre (Conf. #1)

De la gráfica anterior se observa, que a medida que los gastos son menores, las mediciones experimentales de laboratorio se asemejan a las lecturas obtenidas en prototipo con la configuración de depósito de sedimento núm. 1 ensayado en el acceso del canal del modelo físico, como se muestra en las mediciones descritas en el capítulo 4.

De la gráfica se aprecia que las curvas correspondientes a las lecturas con y sin depósito de sedimento presenta un cambio en su tendencia en los gastos menores y cercanos a 300 m<sup>3</sup>/s, a partir de ese cambio los puntos medidos en el modelo toman una tendencia inclinada hacia los puntos de prototipo, aunque los datos con y sin sedimento son cercanos en gráfica, las tendencias no son parecidas.

Además, se nota que el depósito de sedimentos disminuye la capacidad de descarga del canal, ya que de la gráfica podemos leer que para un cierto caudal se requiere un tirante mayor (y) que el que se necesitaría en las curvas teóricas, como podemos leer en la gráfica anterior.

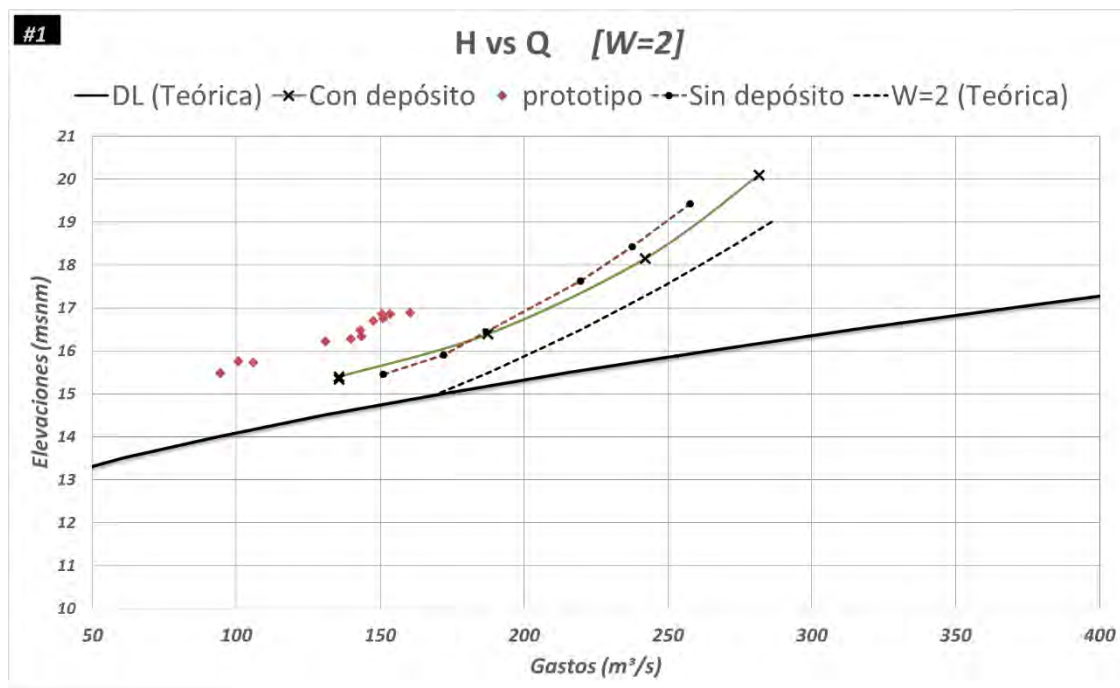
A continuación se muestran la gráfica para una abertura W=3 de la batería de compuertas del canal de la margen derecha.



Gráfica 6.5. Comparaciones (H vs Q) W=3 (Conf. # 1)

De la gráfica se observa que los puntos de las mediciones en el modelo de igual manera están muy cercanos a los puntos de prototipo, pero también siguen una tendencia de los puntos medidos en el modelo sin sedimento, de lo cual dice que el depósito de sedimento en el acceso del canal también afecta de manera significativa el funcionamiento hidráulico de las compuertas parcialmente abiertas. La curva con depósito no logra intersectar la curva de descarga libre sino que muestra una tendencia diferente y hacia los datos de prototipo cada vez que los gastos son menores, además podemos leer de la gráfica que para esta abertura los tirantes para gastos menores todavía son mayores que la abertura a diferencia de la curva sin depósito.

Enseguida se muestran las gráficas para una abertura de  $W=2$  en la batería de compuertas.

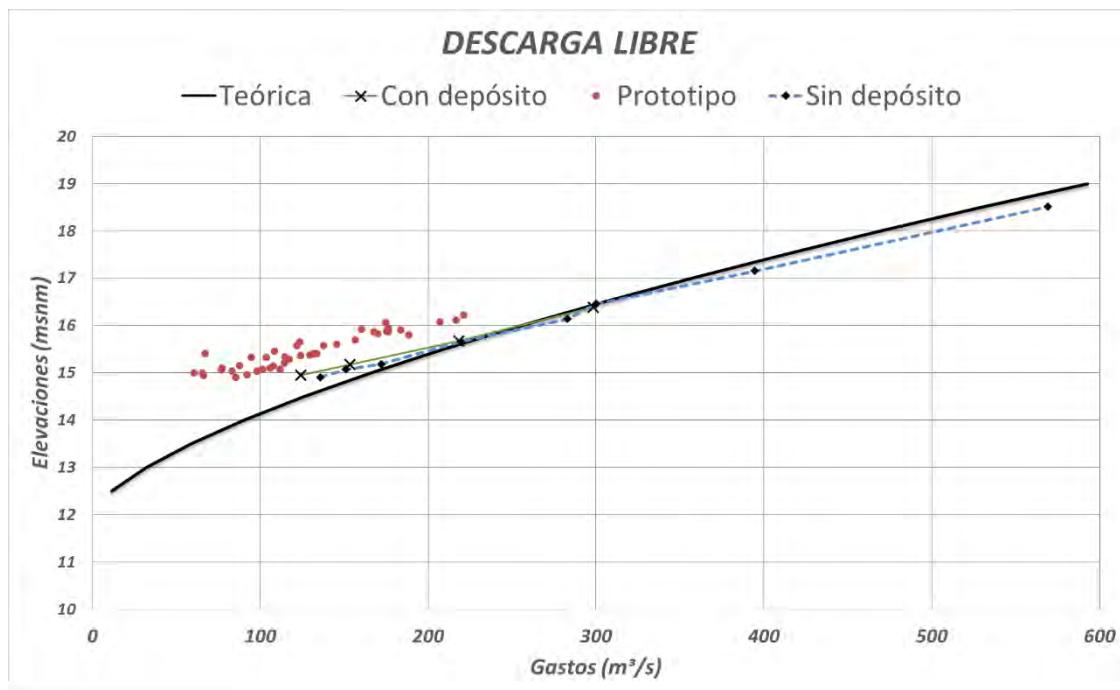


Gráfica 6.6. Comparaciones ( $H$  vs  $Q$ )  $W=2$  (Conf. #1)

De los esbozos anteriores, se nota que las gráficas correspondientes al modelo físico con y sin el depósito de sedimentos simulado, presentan una

tendencia parecida, sin embargo, para gastos menores de 200 m<sup>3</sup>/s los tirantes son mayores a los de la curva sin depósito de sedimento y la tendencia de ambas van cambiando a medida que avanzan hacia gastos más pequeños. Cabe mencionar que no se ensayaron gastos cercanos a 100 m<sup>3</sup>/s ya que la vena líquida no logra despegarse de la cresta del vertedor rectangular en el ingreso del caudal al modelo físico.

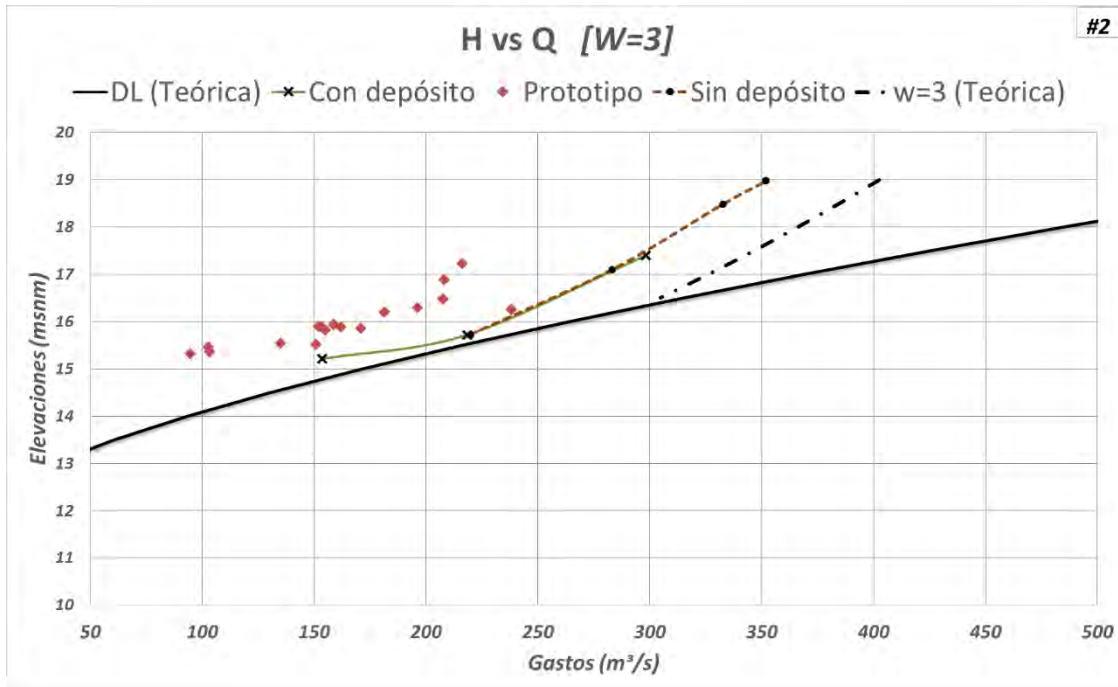
### 6.3.2 Configuración de sedimento #2



Gráfica 6.7. Comparaciones-Descarga Libre (Conf. #2)

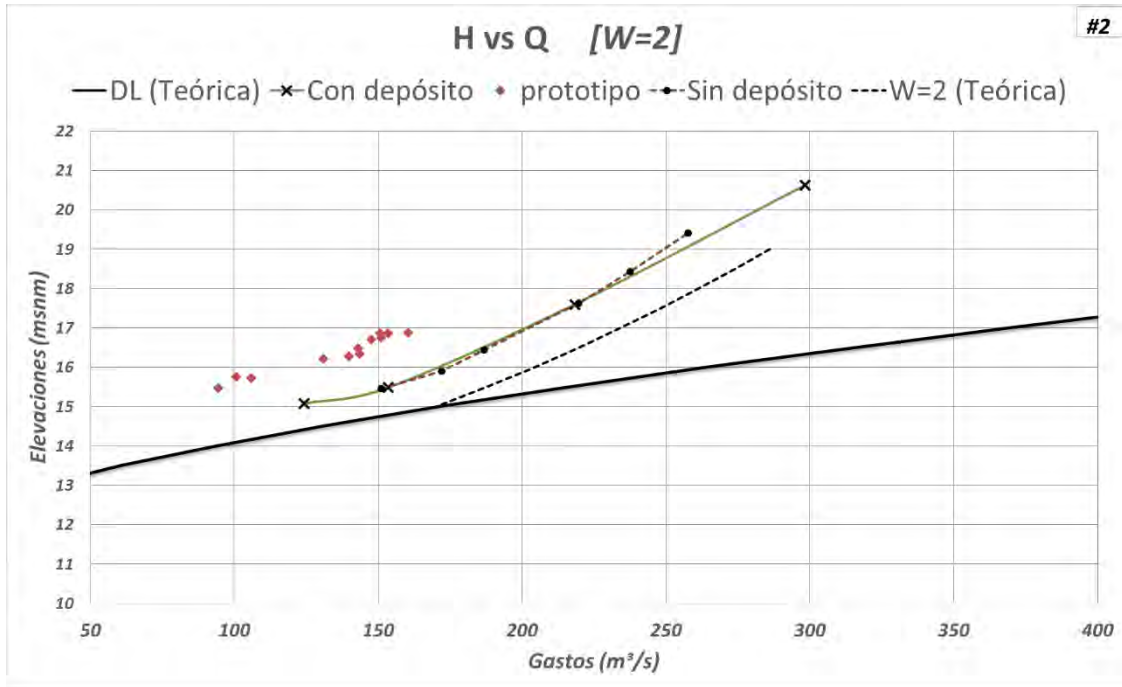
Como se observa, la gráfica que se muestra es similar a la de la configuración anterior, ya que las lecturas son semejantes con el depósito de sedimento ensayado al inicio. De lo cual podemos agregar que las alteraciones debido al depósito de sedimento con esta configuración son parecidas al ensayo anterior, esto para descarga libre en la estructura, donde se nota un cambio con gastos menores de 300 m<sup>3</sup>/s donde los puntos comienzan una tendencia hacia las lecturas de prototipo.

Enseguida se presentan los datos arrojados con esta configuración para compuertas parcialmente abiertas, representados para observaciones y comentarios.



Gráfica 6.8. Comparaciones (H vs Q) W=3 (Conf. #2)

Para esta abertura en las compuertas podemos, algunos puntos del modelo están muy cercanos a los de prototipo, esta curva presenta un comportamiento parecido a la configuración anterior para la misma abertura en algunos de sus puntos; sin embargo esta curva (con depósitos de sedimentos) tiene una tendencia parecida y paralela a los puntos de prototipo, lo cual puede deberse a que el depósito es mayor en el acceso en el canal y el remanso que se forma es mayor, esto hace que se tengan velocidades más pequeñas en esta zona y la carga tenga que aumentar en la zona de las compuertas.

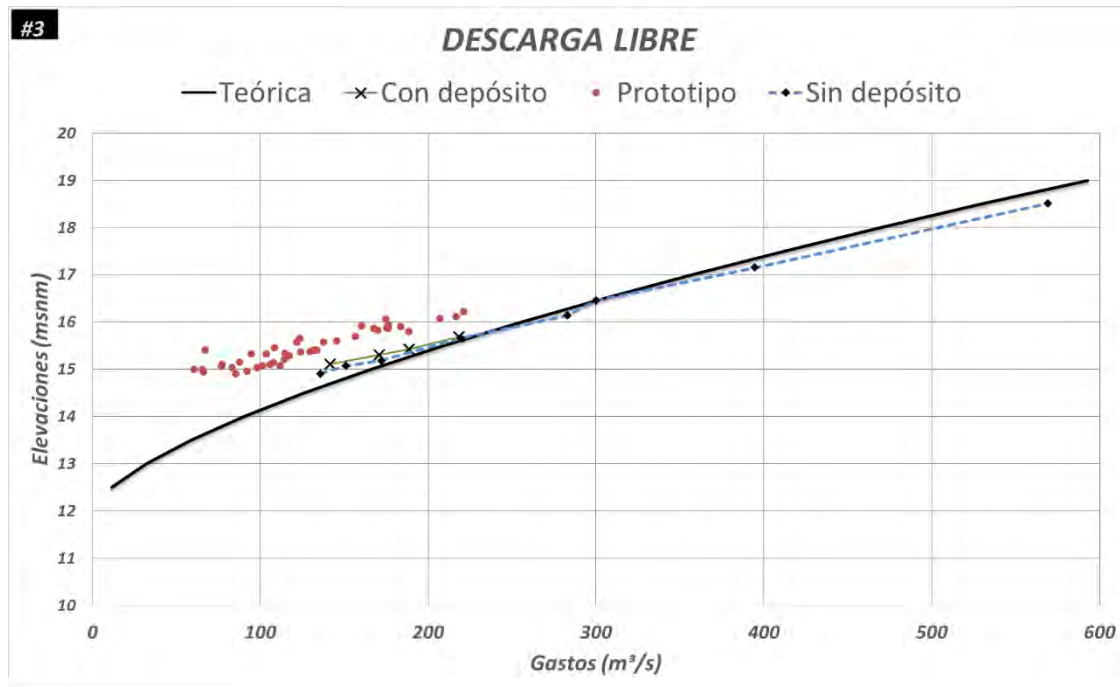


Gráfica 6.9. Comparaciones (H vs Q) W=2 (Conf. #2)

Comparando las gráficas para una abertura  $W=2$  con la configuración anterior, se tiene que para este depósito simulado, los puntos quedan cerca de los puntos de las lecturas de prototipo, asemejándose la tendencia de la curva a dichos puntos, lo cual permite decir que el sedimentos provoca pequeñas alteraciones en el comportamiento de la batería de compuertas para esta abertura. La curva sin depósito se aproxima a intersectar la curva de descarga libre y la curva con depósito sigue una tendencia hacia los puntos de prototipo.

### 6.3.3 Configuración de sedimento #3

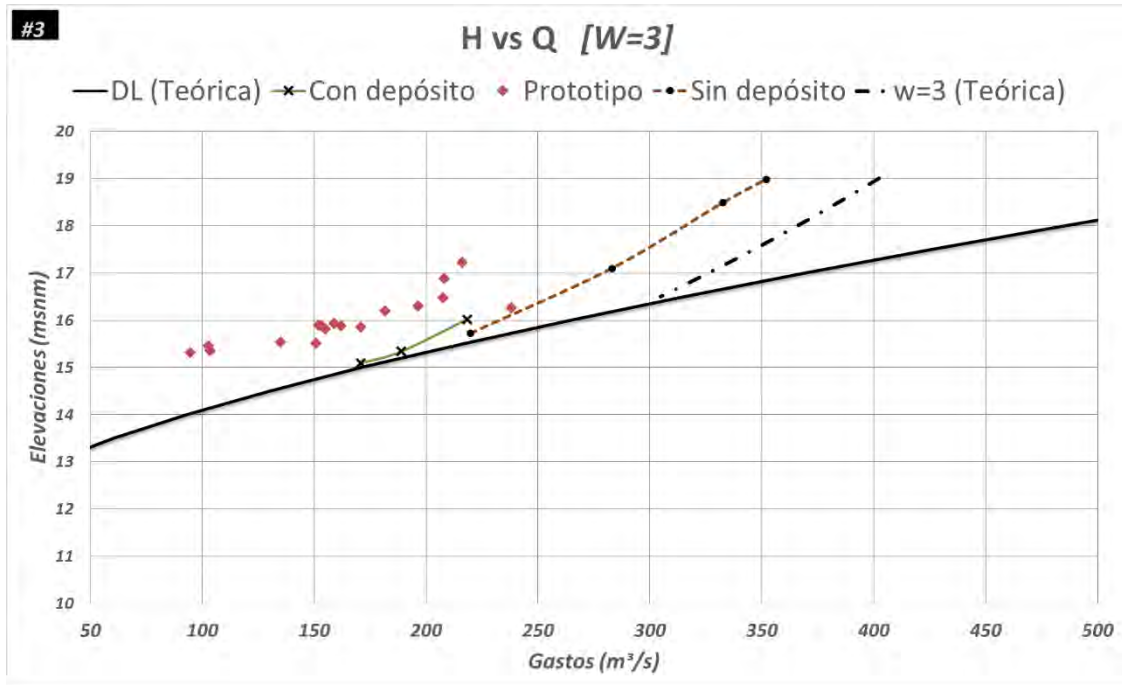
Seguidamente, se presentan las gráficas para el ensayo #3 de depósito de sedimento configurado en las proximidades del acceso del canal de la margen derecha, como se ha venido mencionado.



Gráfica 6.10. Comparaciones-Descarga Libre (Conf. #3)

La grafica anterior nos muestra las gráficas para descarga libre para diferentes condiciones en el modelo fisico y prototipo, de lo cual se nota notar que los esbozos son semejantes a las configuraciones anteriores, con un cambio en los puntos para gastos menores, los cuales tienden a parecerse a los puntos de prototipo con una ligera variación que hace diferencia entre las gráficas.

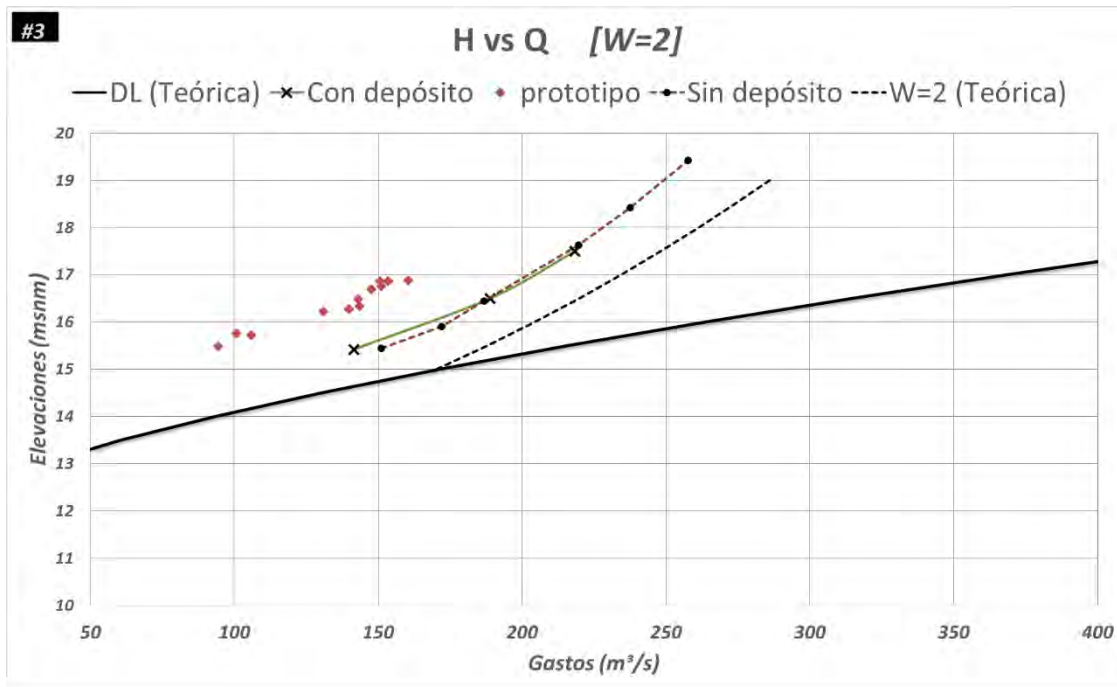
Asimismo para esta configuración se muestran a continuación los puntos obtenidos en las mediciones para compuertas parcialmente abiertas.



Gráfica 6.11. Comparaciones (H vs Q) W=3 (Conf. #3)

Como ya se dijo en la configuración anterior para esta misma abertura, ya que el comportamiento es similar en ambas configuraciones, los puntos de la curva con depósito de sedimentos son parecidos o cercanos a las lecturas tomadas en prototipo, aunque con esta configuración se presenta una ligera aproximación mayor a las demás. Enseguida se muestran los resultados para una abertura W=2 en la batería de compuertas.





Gráfica 6.12. Comparaciones (H vs Q) W=2 (Conf. #3)

De igual manera para esta gráfica, con la abertura al igual que las demás configuraciones de depósito de sedimento ensayadas, tenemos que no se presentan mayor variaciones en relación con las otras y como se dijo anteriormente, presentan una tendencia hacia los puntos de prototipo, ya que como se ve en la gráfica dos de sus puntos está en la misma zona, pero para gastos menores sus puntos muestran una tendencia diferente debido a la presencia de sedimentos.

#### 6.4 Comportamiento de líneas de corriente

Los experimentos en el modelo hidráulico también fueron dedicados a observar el comportamiento de las líneas de corriente en el canal, para describir el comportamiento del flujo.

De las pruebas realizadas con diferentes gastos en el canal, se pudieron observar las líneas de corriente con ayuda de un trazador para visualizarlas.

En la siguiente imagen podemos observar el comportamiento de las líneas de corriente sin la configuración del depósito del sedimento.



*Figura 6.1. Líneas de corriente sin depósito de sedimento*

En la fotografía anterior podemos observar que el flujo se distribuye de manera uniforme en todo el ancho del canal, siguiendo el comportamiento del diseño del mismo.

#### **6.4.1 Configuración de sedimento #1**

A continuación se presenta el flujo en el canal con depósito de sedimento en el acceso, para observar las líneas de corriente con ayuda de un trazador.



*Figura 6.2. Líneas de corriente con depósito de sedimento #1*

De las imágenes se observa que en la zona donde se colocó el material se crea un remanso, esto hace que las velocidades en esa zona sean menores que en la zona de curvatura del acceso del canal, lo cual produce que las líneas de corriente en la zona de curvatura ingresen al canal y se distribuyan en todo el ancho del mismo, además de acentuarse sobre el muro lateral derecha; provocando también en conjunto con el depósito de sedimento se forme el remanso en la parte lateral de la estructura, por lo consiguiente el flujo que ingresa por el lado derecho del canal tarda en más en llegar a la estructura del control, de esta manera el caudal que descarga el canal sea menor con depósito de sedimento.

En la parte lateral derecha del canal podemos ver que los elementos del trazador se mantienen juntos en la zona de remanso y en la zona de mayor velocidad se mantienen separadas y distribuidas.

Por lo mismo, para desalojar cierto gasto se necesitara más carga hidráulica ( $y$ ), lo cual se traduce a afectaciones del depósito de sedimento en el acceso

del canal, como se comentaba en las gráficas de comparaciones de los datos de prototipo y los obtenidos del modelo hidráulico.



*Figura 6.3. Líneas de corriente con depósito de sedimento #1*

En la imagen anterior también podemos ver que las líneas de corriente que se aproximan en la lateral derecha del canal ingresan de manera lenta provocando un aumento en el tirante del canal, se disminuye las velocidades y por lo tanto el gasto. Esto ayuda a interpretar por que las cargas de presión con el depósito de sedimento, aumentan. Cabe mencionar que el trazador que se colocó de forma dispersada, se fue replegando sobre el muro.

Con la ayuda del trazador podemos observar que las líneas de corriente sobre el flanco derecho del acceso del canal, ingresan de manera replegada, debido al depósito de sedimento se crea un remanso que obstaculiza la vena líquida, lo que permite que las líneas que ingresa sobre el otro lado del mismo canal se distribuyan sobre todo el ancho del canal, lo cual hace que el gasto que ingrese sobre ese lado llega de forma más rápida a la zona de las compuertas, no así en la contraparte.

### **6.4.2 Configuración de sedimento #2**

Este apartado está dedicado a la visualización y comportamiento de las líneas de corriente en el canal en estudio con la configuración de sedimento #2.



*Figura 6.4. Líneas de corriente con depósito de sedimento #2*

En la imagen anterior se ve que las líneas de corriente se distribuyen de manera uniforme en el canal de acceso, lo cual muestra una diferencia en la configuración anterior, donde las líneas que ingresaban en la zona de la curvatura del canal predominaban distribuyéndose en todo el ancho del canal.



*Figura 6.5. Líneas de corriente con depósito de sedimento #2*

Aunado a lo anterior, en la imagen anterior podemos corroborar que las líneas de corriente que ingresan sobre el flanco izquierdo, derecho y por el centro del canal se distribuyen en toda la superficie libre del canal.

### **6.4.3 Configuración de sedimento #3**

A continuación se presentan imágenes para observar el comportamiento de las líneas de corrientes con la configuración de depósito de sedimento #3, mostrada con anterioridad.

En la primer imagen de este apartado se ve que las líneas de corrientes presentan una tendencia uniforme en toda la superficie libre del canal, no así como se había mostrado anteriormente en la primera configuración, ya que en estas las líneas que ingresaban sobre el lado izquierdo del canal ocupaban todo el espacio del canal hasta la zona de la batería de compuertas. Esto porque para esta configuración se colocó depósito de

sedimento sobre los dos lados del acceso del canal, lo cual permitió que por el flanco izquierdo las velocidades del flujo de ingreso al canal no fueran más altas que las del otro lado del acceso, permitiendo así una distribución equitativa.



*Figura 6.6. Líneas de corriente con depósito de sedimento #3*



*Figura 6.7. Líneas de corriente con depósito de sedimento #3*

En la imagen se nota lo que se comentó, con ayuda del trazador se visualiza la trayectoria que siguen las líneas de corriente, lo cual nos permite ver el comportamiento de las mismas.

### **6.5 Ajustes de Curvas Elevaciones-Gastos (H vs Q) de prototipo**

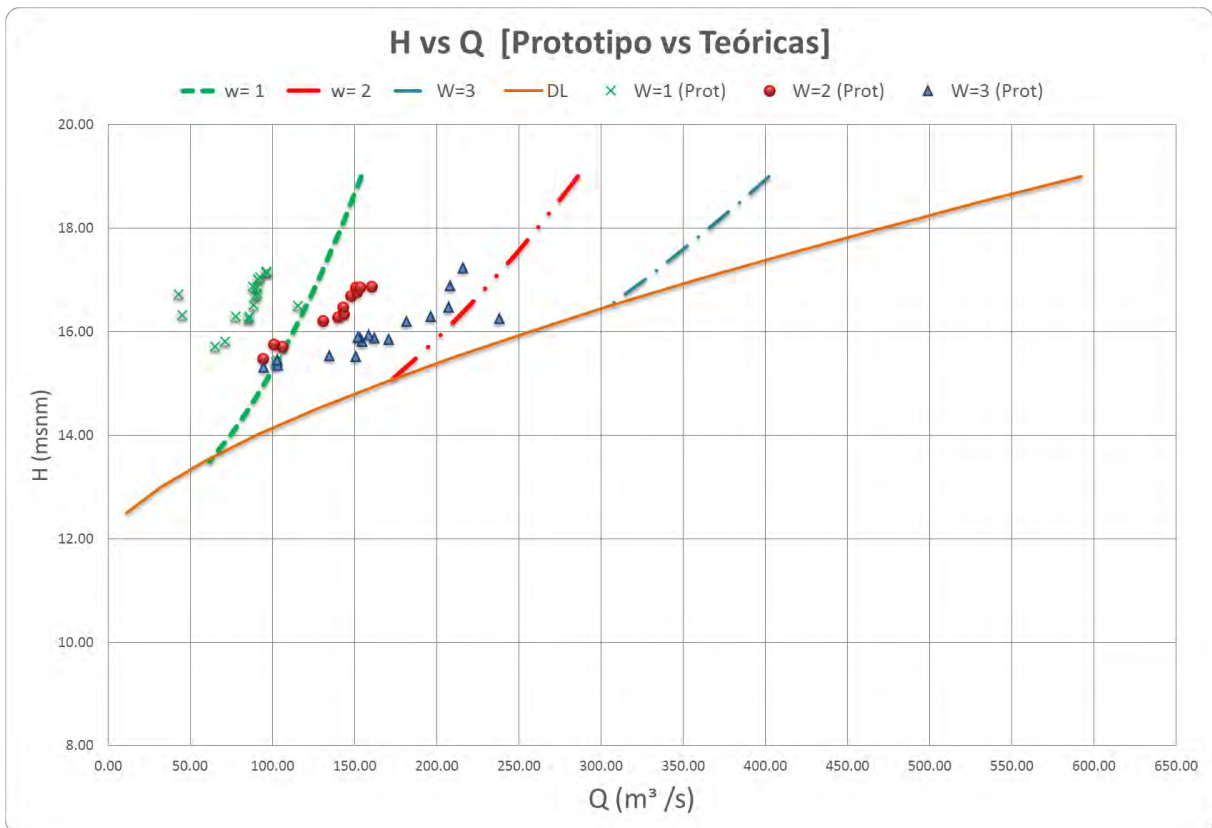
Este subcapítulo se muestra los datos de prototipo con que se cuenta para el análisis de datos. Asimismo se ajustan una familia de curvas para cada una de las aberturas de acuerdo a las mediciones experimentales.

Con este conjunto de curvas se pretende sintetizar los datos que se obtuvieron de los aforos, sirve para recomendar esta versión para operar la batería de compuertas en el canal de la margen derecha, sin dejar de tomar en cuenta el efecto del depósito de sedimentos en la proximidad de los canales y de la estructura, ya que con el transcurso del tiempo aumentan



de manera significativa provocando alteraciones en el funcionamiento de compuertas.

A continuación se representan en la gráfica las curvas elevaciones-gastos teóricas y los puntos de prototipos, donde podemos ver una gran dispersión de los puntos de prototipos en relación con los datos teóricos.

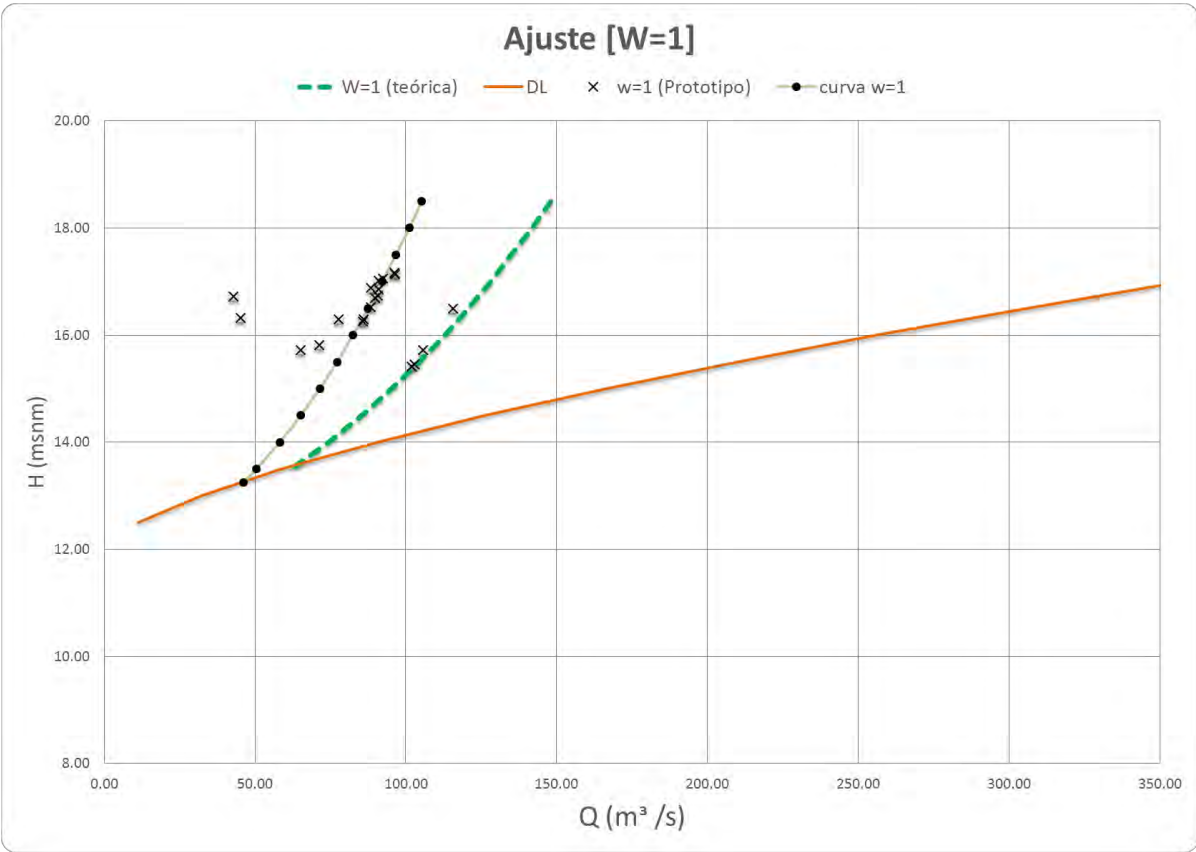


Gráfica 6.13. Curvas Elevaciones-Gastos (H vs Q) Prototipo vs Teóricas

De la gráfica anterior se aprecia que los datos medidos en prototipo no marcan una tendencia parecida a los datos del prototipo, por lo cual se ajustan a una curva, notando la diferencia, vemos que la capacidad de descarga de las compuertas esta en disminución, ya que los puntos están alejados de las curvas de prototipo, aun así para cargas para las cuales se debería tener una mayor descarga. Esto se debe a la afectación del sedimento en la llegada a la estructura de control.

Partiendo de los datos, los parámetros de la batería de compuertas y características hidráulicas del canal se procedió a realizar los ajustes correspondientes con la finalidad de obtener curvas con menos margen de error.

Tomando como referencia, la ecuación general de un orificio, se procedió a realizar el ajuste como se muestra a continuación para compuertas parcialmente abiertas.



Gráfica 6.14. Ajuste de curva (W=1)

En la tabla siguiente se muestra los resultados obtenidos en el ajuste correspondiente a W=1.

<b>Margen derecha W=1</b>		
Cd=	0.466	adim
w (abertura)=	1.00	m
B (ancho)=	5.00	m <sup>2</sup>
A (área)=	5.00	m <sup>2</sup>
Cota de plantilla=	12	msnm

<b>Ajuste W=1</b>
-------------------

<b>Prototipo</b>			<b>Estimación</b>			<b>Curva ajustada</b>	
Q m <sup>3</sup> /s	H (elevacion) msnm	Y (tirante) m	Q est m <sup>3</sup> /s	Error Adim	Variacion m <sup>3</sup> /s	H (elevacion) msnm	Q m <sup>3</sup> /s
101.97	15.42	3.42	76.335	0.251	25.635	18.50	105.236
102.772	15.46	3.46	76.780	0.253	25.992	18.00	101.108
65.272	15.72	3.72	79.612	0.220	14.340	17.50	96.803
105.818	15.72	3.72	79.612	0.248	26.206	17.00	92.298
71.233	15.82	3.82	80.675	0.133	9.442	16.50	87.562
85.781	16.26	4.26	85.195	0.007	0.586	16.00	82.554
86.011	16.29	4.29	85.494	0.006	0.517	15.50	77.222
77.639	16.3	4.30	85.594	0.102	7.955	15.00	71.494
45.29	16.32	4.32	85.793	0.894	40.503	14.50	65.265
115.744	16.50	4.50	87.562	0.243	28.182	14.00	58.375
88.458	16.52	4.52	87.756	0.008	0.702	13.50	50.554
89.738	16.7	4.70	89.487	0.003	0.251	13.25	46.149
42.812	16.72	4.72	89.677	1.095	46.865		
90.705	16.74	4.74	89.867	0.009	0.838		
90.997	16.86	4.86	90.997	0.000	0.000		
88.402	16.88	4.88	91.184	0.031	2.782		
91.102	17.02	5.02	92.483	0.015	1.381		
92.372	17.06	5.06	92.850	0.005	0.478		
96.439	17.14	5.14	93.582	0.030	2.857		
96.279	17.16	5.16	93.763	0.026	2.516		

Σ= 3.580 11.901 <--Var prom

*Tabla 6.5. Tabla de ajuste para W=1*

En el primer apartado de la tabla anterior (de izquierda a derecha) se muestran los datos de prototipo, los cuales se encuentran en la gráfica de elevaciones-gastos (prototipo vs teórica), en el apartado de estimación se estima el gasto (Q) con el Cd (coeficiente de descarga) que se muestra en los datos, el cual se ajusta hasta obtener la sumatoria mínima de los errores entre los gastos de prototipo y los estimados. Una vez llegado a esto se calculan los gastos con el Cd ajustado para así tener la curva H vs Q definitiva para esta abertura.

Tenemos entonces que el gasto se obtiene con la ecuación:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH}$$

El error se calcula de la siguiente manera:

$$Error = \left| \frac{Q - Q_{est}}{Q} \right|$$

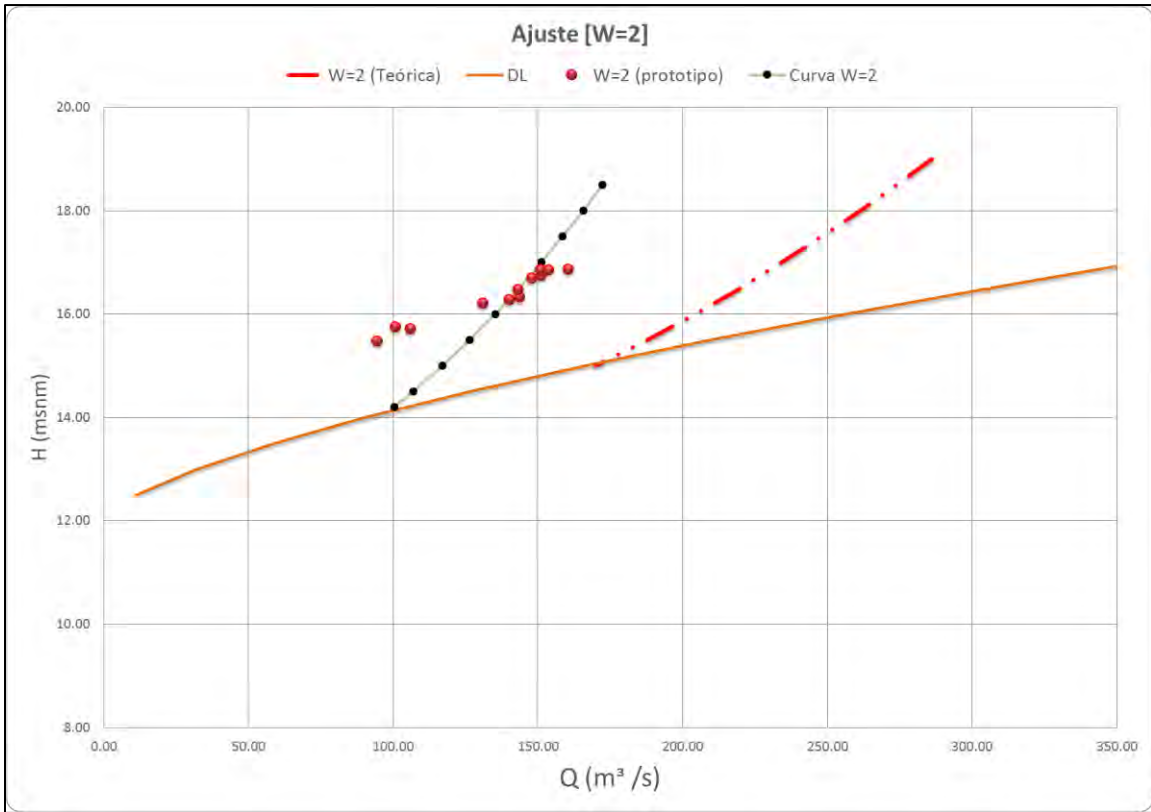
Además se calculan las variaciones entre los caudales estimados y de prototipo de la siguiente manera:

$$Var = |Q - Q_{est}|$$

De lo anterior se obtuvo la variación promedio, la cual para la abertura  $W=1$  nos arroja un valor aproximado a 11.901 como se muestra en la tabla, aunque la máxima variación es de 46.865 m<sup>3</sup>/s, esto quiere decir que la descarga para esta abertura según esta curva puede presentar un margen de variación de  $\pm 50 \text{ m}^3/\text{s}$  aproximadamente.

De manera análoga se efectúan los ajustes para los datos con aberturas  $W=2$  y  $W=3$ .

A continuación se muestran los resultados para una abertura de compuertas de  $W=2$



Gráfica 6.15. Ajuste de curva (W=2)

De manera análoga al ajuste anterior, se llevan a cabo los cálculos para esta abertura. En la siguiente tabla se muestran los resultados.

Margen derecha		
Cd=	0.382	adim
w=	2.00	m
B=	5.00	m <sup>2</sup>
A=	10.00	m <sup>2</sup>
Cota de plantilla=	12.00	m

**W=2**

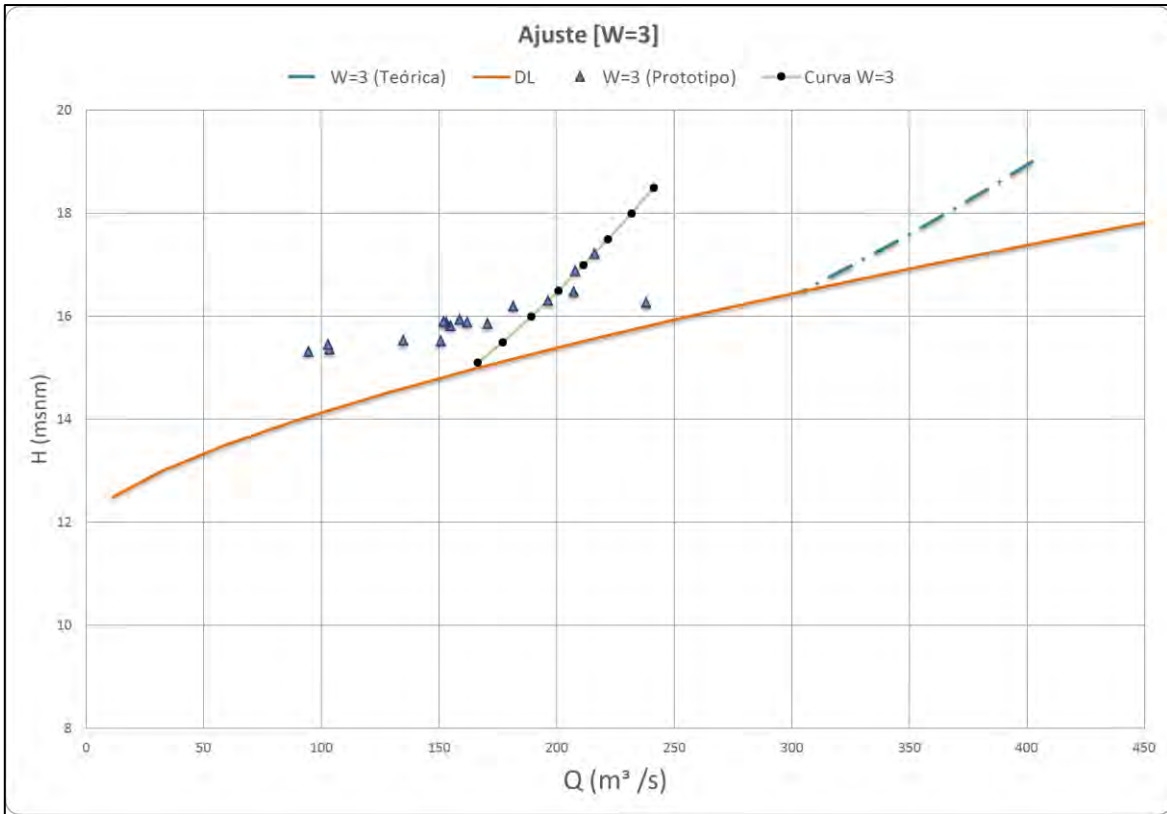
Prototipo			Estimación			Curva ajustada	
Q m <sup>3</sup> /s	H (elevacion) msnm	Y(tirante) m	Q est m <sup>3</sup> /s	Error Adim	Variacion m <sup>3</sup> /s	H (elevacion) msnm	Q m <sup>3</sup> /s
94.350	15.48	3.48	126.113	0.337	31.763	18.50	172.357
105.818	15.72	3.72	130.390	0.232	24.572	18.00	165.595
100.636	15.76	3.76	131.089	0.303	30.452	17.50	158.545
130.896	16.22	4.22	138.876	0.061	7.980	17.00	151.167
139.860	16.28	4.28	139.860	0.000	0.000	16.50	143.409
143.461	16.34	4.34	140.837	0.018	2.624	16.00	135.208
142.973	16.48	4.48	143.090	0.001	0.117	15.50	126.475
147.563	16.70	4.70	146.562	0.007	1.001	15.00	117.093
151.023	16.76	4.76	147.494	0.023	3.529	14.50	106.891
150.615	16.86	4.86	149.035	0.010	1.580	14.20	100.273
153.434	16.86	4.86	149.035	0.029	4.399		
160.380	16.88	4.88	149.342	0.069	11.038		

Σ= 1.090    9.921    <--Var prom

*Tabla 6.2. Tabla de ajuste para W=2*

Para esta abertura (W=2) se obtuvo un  $C_d=0.382$  con el cual se tiene la sumatoria mínima de errores para una variación promedio de  $9.921 \text{ m}^3/\text{s}$ . también podemos ver que la variación máxima para esta curva en relación con la medición en prototipo es aproximadamente de  $\pm 31.763 \text{ m}^3/\text{s}$ , según los datos de la tabla anterior.

En seguida se muestra la gráfica y tabla donde se realizó el ajuste para una abertura de W=3, siguiendo el mismo procedimiento.



Gráfica 6.16. Ajuste de curva (W=3)

De la gráfica se nota que la diferencia de la curva teórica con la zona donde se presenta son distantes, por alguna alteración que provoca que los gastos sean más pequeños para el mismo conjunto de elevaciones, en efecto como se menciona el sedimento es uno de los agentes que propicia tal comportamiento.

Margen derecha		
Cd=	0.356	adim
w=	3.00	m
B=	5.00	m <sup>2</sup>
A=	15.00	m <sup>2</sup>
Cota de plantilla=	12.00	m

W=3
-----

Prototipo			Estimación			Curva ajustada	
Q	H (elevacion)	Y(tirante)	Q est	Error	Variacion	H (elevacion)	Q
m <sup>3</sup> /s	msnm	m	m <sup>3</sup> /s	Adim	m <sup>3</sup> /s	msnm	m <sup>3</sup> /s
94.675	15.32	3.32	172.393	0.821	77.718	18.50	241.217
103.343	15.36	3.36	173.428	0.678	70.085	18.00	231.754
102.772	15.46	3.46	175.990	0.712	73.218	17.50	221.887
150.654	15.52	3.52	177.510	0.178	26.856	17.00	211.561
134.859	15.54	3.54	178.013	0.320	43.154	16.50	200.704
154.865	15.82	3.82	184.919	0.194	30.054	16.00	189.226
170.737	15.86	3.86	185.885	0.089	15.148	15.50	177.005
161.943	15.88	3.88	186.366	0.151	24.423	15.10	166.583
153.268	15.88	3.88	186.366	0.216	33.098		
151.967	15.90	3.90	186.846	0.230	34.879		
158.681	15.94	3.94	187.801	0.184	29.120		
181.493	16.20	4.20	193.899	0.068	12.406		
238.031	16.26	4.26	195.279	0.180	42.752		
196.239	16.30	4.30	196.194	0.000	0.045		
207.396	16.48	4.48	200.258	0.034	7.138		
208.039	16.89	4.89	209.221	0.006	1.182		
216.082	17.23	5.23	216.372	0.001	0.290		

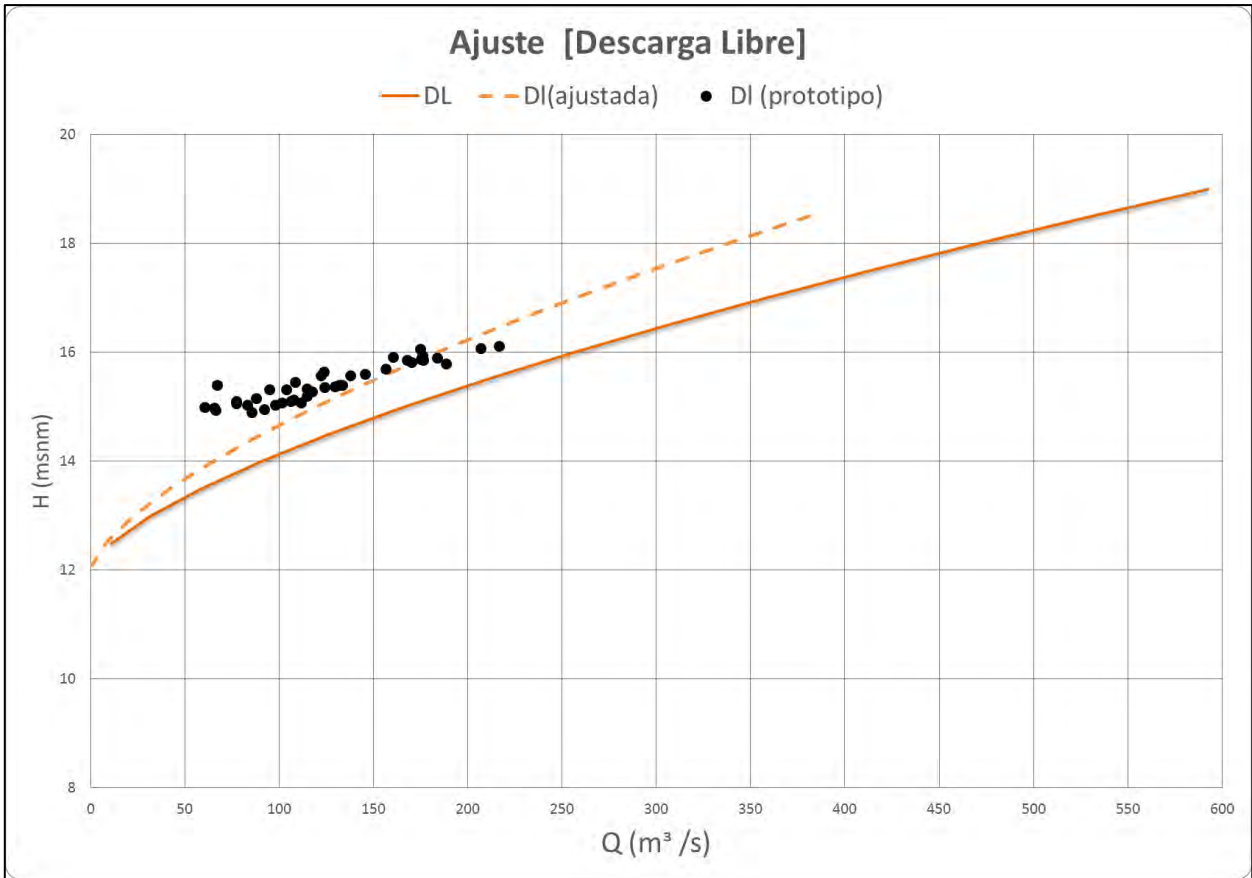
Σ= 4.062      30.680 <--Var prom

*Tabla 6.3. Tabla de ajuste para W=3*

Asimismo, se realizó el ajuste para una abertura de compuertas de W=3, con el mismo método ocupado para las otras aberturas aquí presentadas, sin embargo para este ajuste, se tomó el Cd un poco mayor en comparación con el que producía el menor error, debido a que la curva ajustada se aproximaba a la zona de la gráfica para una abertura W=2, por lo cual se determinó tomar como válido un Cd=0.356, con el cual se tiene una variación promedio de 30.680 m<sup>3</sup>/s y una variación máxima de ±77.718m<sup>3</sup>/s.



De igual manera se realiza el ajuste para los puntos con compuertas totalmente abierta (descarga libre) como se muestra a continuación:



Gráfica 6.17. Ajuste de curva (Descarga Libre)

Margen derecha			Descarga Libre	
Cd=	1.150	adim		
w=	3.00	m		
B=	5.00	m <sup>2</sup>		
A=	15.00	m <sup>2</sup>		
Cota de plantilla=		12	m	

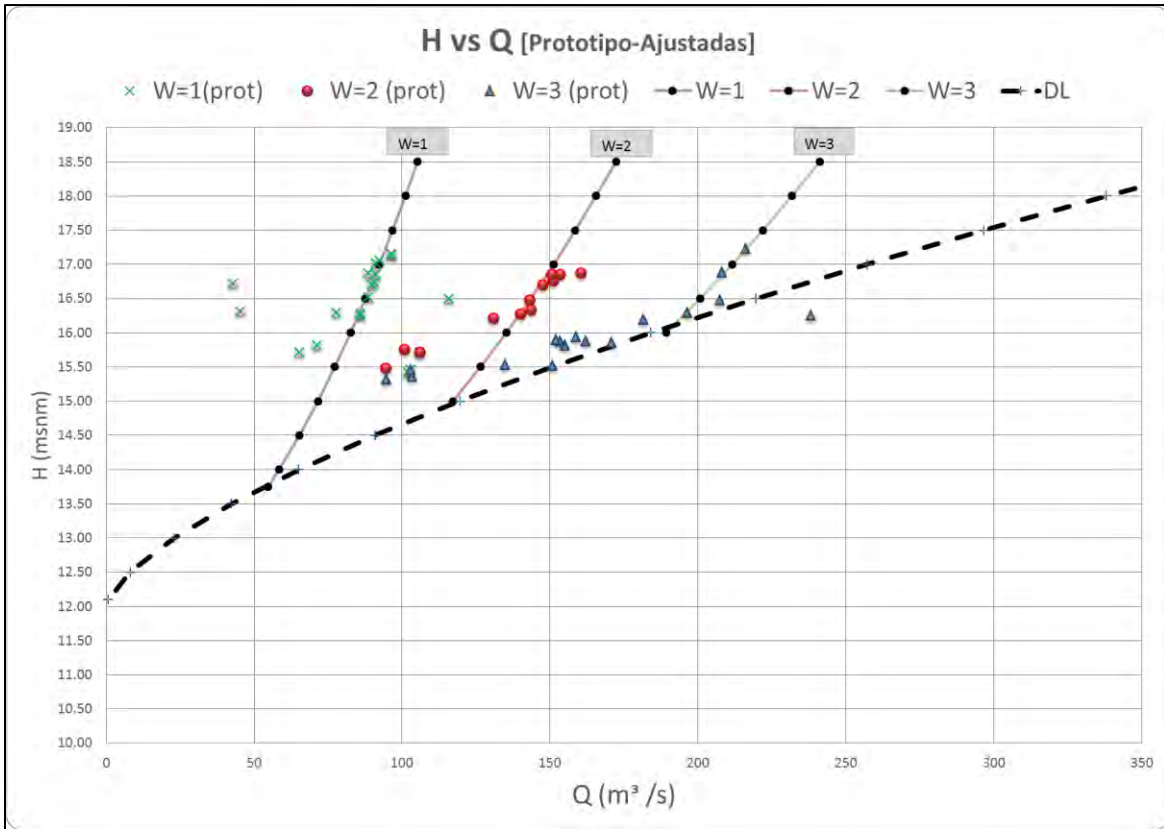
Prototipo			Estimación			Curva ajustada	
Q	H (elevacion)	Y (tirante)	Q est	Error	Variacion	H (elevacion)	Q
m <sup>3</sup> /s	msnm	m	m <sup>3</sup> /s	Adim	m <sup>3</sup> /s	msnm	m <sup>3</sup> /s
85.369	14.90	2.90	113.59	0.331	28.217	18.50	381.15
66.118	14.94	2.94	115.94	0.754	49.826	18.00	338.03
91.955	14.96	2.96	117.13	0.274	25.174	17.50	296.67
65.514	14.99	2.99	118.91	0.815	53.400	17.00	257.15
60.447	15.00	3.00	119.51	0.977	59.065	16.50	219.56
83.067	15.04	3.04	121.91	0.468	38.843	16.00	184.00
97.853	15.04	3.04	121.91	0.246	24.057	15.50	150.60
76.955	15.06	3.06	123.11	0.600	46.160	15.00	119.51
111.667	15.08	3.08	124.32	0.113	12.657	14.50	90.92
101.251	15.08	3.08	124.32	0.228	23.073	14.00	65.05
77.073	15.10	3.10	125.54	0.629	48.464	13.50	42.25
105.950	15.10	3.10	125.54	0.185	19.587	13.00	23.00
107.602	15.14	3.14	127.97	0.189	20.372	12.50	8.13
87.662	15.16	3.16	129.20	0.474	41.537	12.10	0.73
114.481	15.20	3.20	131.66	0.150	17.179		
117.186	15.28	3.28	136.63	0.166	19.442		
103.537	15.32	3.32	139.13	0.344	35.598		
94.675	15.32	3.32	139.13	0.470	44.460		
114.525	15.34	3.34	140.39	0.226	25.869		
123.818	15.37	3.37	142.29	0.149	18.471		
129.462	15.38	3.38	142.92	0.104	13.462		
133.537	15.40	3.40	144.19	0.080	10.657		
131.742	15.40	3.40	144.19	0.095	12.452		
67.122	15.40	3.40	144.19	1.148	77.072		
108.455	15.46	3.46	148.03	0.365	39.572		
137.506	15.58	3.58	155.79	0.133	18.289		
121.874	15.58	3.58	155.79	0.278	33.921		
145.342	15.60	3.60	157.10	0.081	11.760		
123.591	15.65	3.65	160.39	0.298	36.795		
156.514	15.70	3.70	163.69	0.046	7.179		
188.394	15.80	3.80	170.37	0.096	18.020		
169.891	15.82	3.82	171.72	0.011	1.830		
176.292	15.86	3.86	174.43	0.011	1.867		
167.640	15.86	3.86	174.43	0.040	6.785		
175.265	15.88	3.88	175.78	0.003	0.517		
183.787	15.90	3.90	177.14	0.036	6.644		
160.343	15.92	3.92	178.51	0.113	18.165		
176.064	15.94	3.94	179.88	0.022	3.812		
174.850	16.06	4.06	188.16	0.076	13.306		
206.923	16.08	4.08	189.55	0.084	17.375		
216.503	16.12	4.12	192.34	0.112	24.161		
221.098	16.220	4.22	199.39	0.098	21.711		

Σ= 11.016 24.924 <---- Var prom

Tabla 6.4. Tabla de Ajuste para Descarga Libre

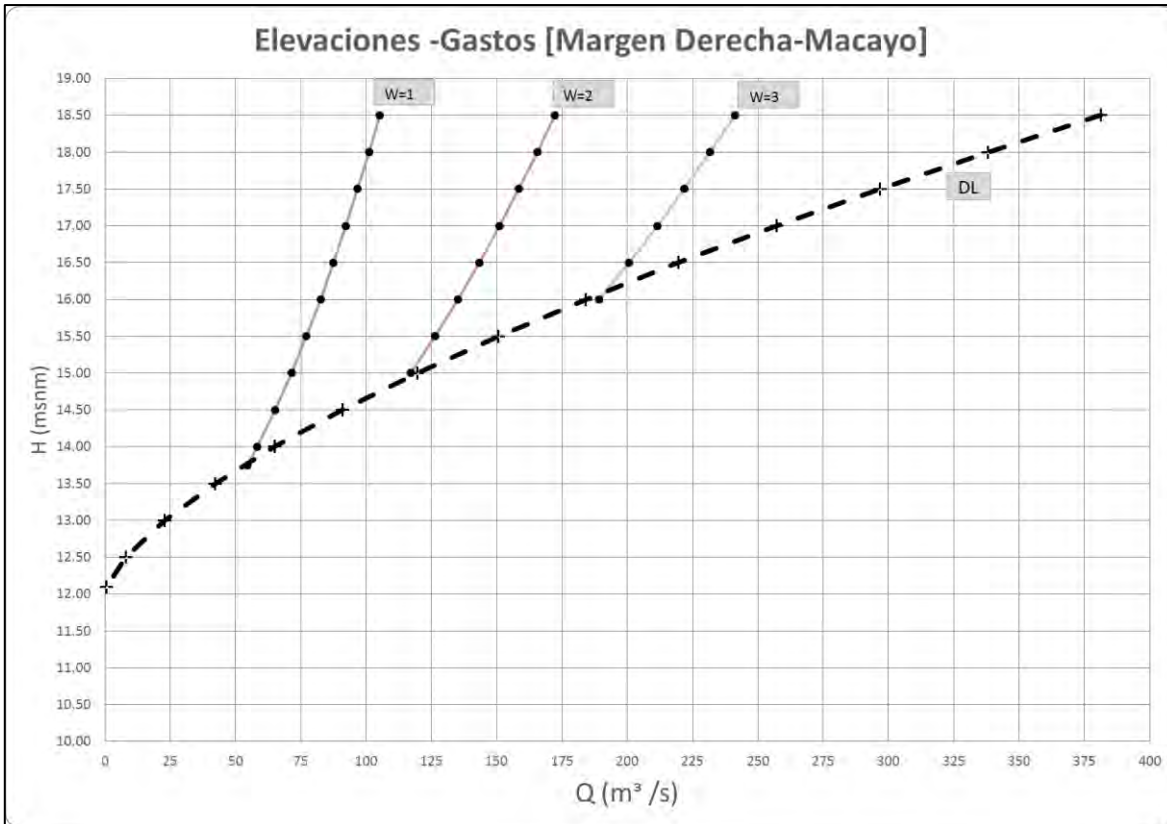
Del ajuste para descarga libre podemos ver que el coeficiente de descarga fue de  $C_d=1.15$ , con una variación promedio de  $24.924 \text{ m}^3/\text{s}$  y una máxima de  $77.072 \text{ m}^3/\text{s}$ . aunque la tendencia de los puntos no es tan parecida a la curva teórica, aun ajustada es lo más cercano como se muestra en la gráfica anterior. Esto se debe a que el depósito de sedimento está alterando el funcionamiento de la batería de compuertas.

Una vez ajustada cada una de las curvas para diferentes aberturas y totalmente abiertas, se muestran a continuación las gráficas (H vs Q) determinadas para la margen derecha de la estructura de control “El Macayo”. Las líneas verticales mostradas en la gráfica corresponden, de izquierda a derecha, a compuertas parcialmente abiertas para 1,2 y 3 metros. La curva punteada que se presenta es el ajuste de los puntos de prototipo para descarga libre. Asimismo se representan los puntos de prototipo para observar las variaciones de las mediciones, en relación con las curvas ajustadas.



Gráfica 6.18. Curvas ajustadas y puntos de prototipo

A continuación se muestra las gráficas finales ajustadas que se recomiendan usar para operar el prototipo, sin dejar de tomar en cuenta la variación que presentan las mediciones, como se comenta anteriormente, de igual manera se debe contemplar las alteraciones debido al depósito de sedimentos, ya que su configuración está variando con el tiempo, lo que hace que las lecturas de las mediciones también cambien.



Gráfica 6.19. Curvas Elevaciones vs Gastos -Margen Derecha (Macayo)

Con el coeficiente de descarga, al cual fue ajustada la curva para descarga libre, nos dice que la batería de compuertas de la margen derecha ha presentado una disminución en la capacidad de descarga, ya que para las cotas máximas en el canal de llamada se alcanza a desalojar un descarga de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ , siendo que tenía una descarga máxima de  $550 \text{ m}^3/\text{s}$ . Sin embargo para las condiciones dadas y siguiendo los datos de las mediciones, el funcionamiento del canal la margen derecha y de la batería de compuertas radiales es semejante al mostrado en la gráfica anterior.

## **7.- SIMULACIÓN MATEMÁTICA**

Con la finalidad de representar los fenómenos físicos en estudio en el presente trabajo, se llevó a cabo la simulación numérica, la cual está basada en los principios teóricos de la mecánica de fluidos computacional, mejor conocida por sus siglas en inglés como CFD, (Computacional Fluid Dynamics) y se realizó mediante el uso del software TELEMAC 2D, el cual es un modelo ampliamente aplicado para la simulación de procesos morfológicos.

El sistema Telemac fue desarrollado para simular procesos físicos asociados a ríos, estuarios y aguas costeras; se basa en las técnicas de elementos finitos con mallas triangulares no estructuradas, lo que permite hacer representaciones de batimetrías complicadas.

Además, el programa consta con varios módulos complementarios para la resolución de distintos problemas, TELEMAC 2D proporciona la hidrodinámica (velocidades promediadas con la profundidad, la profundidad) resuelve las ecuaciones de Saint-Venant para aguas poco profundas en dos dimensiones; considera diversos fenómenos físicos como fricción, turbulencia, velocidad del viento, variación en la presión

atmosférica, fuerzas generadas por la luna, diques, vertederos y alcantarillas; y Sisyphé, módulo de transporte de sedimentos que permite resolver las ecuaciones asociadas a cambios espaciales de la batimetría originados por la presencia de un transporte de sedimentos, con las ecuaciones de carga de fondo y suspendida para arenas así como el transporte de sedimentos cohesivos.

El modelo hidrodinámico requiere información básica de las siguientes variables:

- Modelo digital de elevaciones.
- Datos de gasto (curvas elevaciones-gasto).

El modelo morfodinámico necesita ciertos datos de entrada adicionales al comportamiento hidrodinámico como:

- Composición del material del fondo.
- Gastos sólidos (datos de transporte de sedimentos de fondo o suspensión).
- Características granulométricas del sedimento.

La simulación numérica incluye 2 escenarios a simular tomando para ellos la batimetría correspondiente al año (2004):

1. Configuración batimétrica 2004
2. Simulación del transporte de sedimentos, simulando la estructura a través de un tirante correspondiente a las mediciones con la misma.

A continuación se muestran las condiciones iniciales de la simulación numérica, las cuales se aplicaron para los escenarios ensayados.

## 7.1 Mallado del modelo numérico

El mallado se realizó mediante el software Blue Kenue y con la finalidad de disminuir el tiempo de cómputo al realizar cálculos innecesarios se utilizando distintos tamaños de mallas: 2.5, 5, 6, 10,12 y 14 m. en el escenario 1 y 2, con esto se garantiza una buena transición entre los diferentes tamaños, definiendo la zona de los canales de las márgenes con una mayor densidad donde se requieren cálculos de mayor precisión. Para la simulación de morfodinámico se tomaron mallas con tamaño de 30m.

La zona en estudio abarca desde la bifurcación aguas arriba de la estructura hasta aguas abajo próximo a la estructura para el escenario 1, para el escenario se modela hasta la llegada de la estructura.

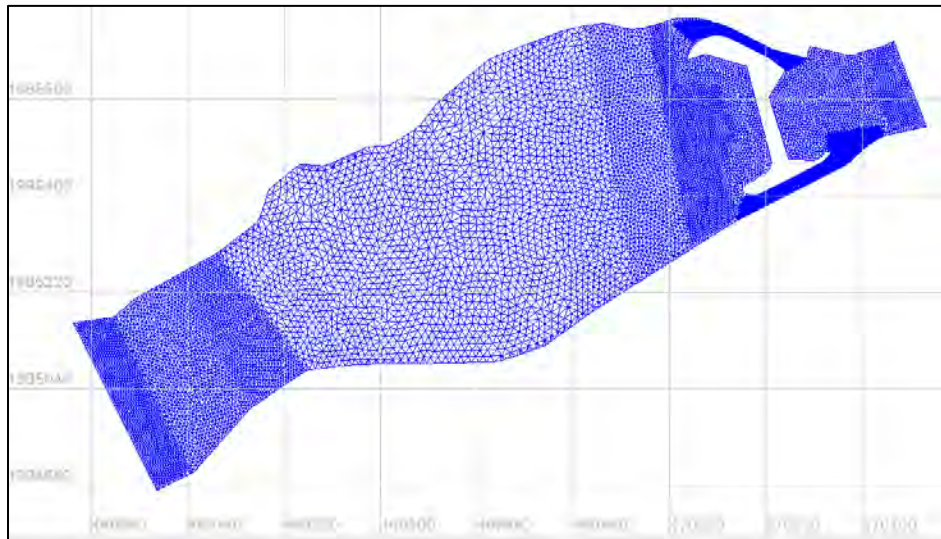


Figura 7.1 Mallado (Escenarios 1)



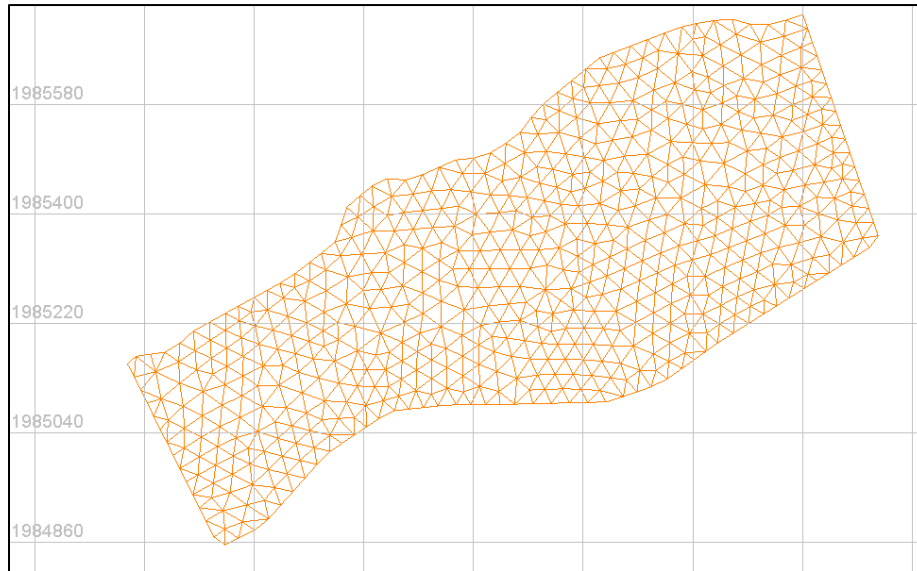


Figura 7.2 Mallado (Escenario 2)

## 7.2 Construcción de la geometría

Para esto se dispone de la información batimétrica del cauce (2004) y la topografía de la estructura de control, con ayuda de la herramienta Civil-Cad y manteniendo las dimensiones del prototipo, se creó la geometría de las estructuras hidráulicas correspondientes a los canales de las márgenes, sus respectivas pilas, tanques disipadores y las salidas de los canales.

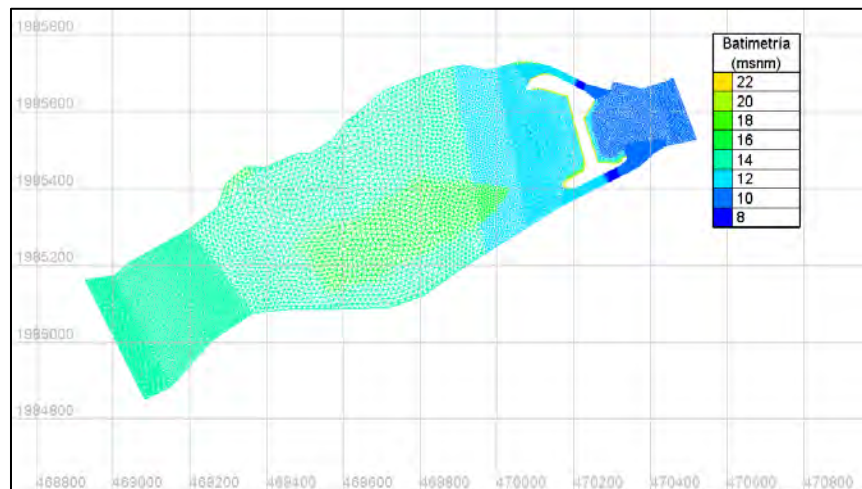


Figura 7.3 Batimetría del modelo numérico

Los polígonos del cauce y de las estructuras se introducen en el software Blue Kenue con la extensión “.i2s” y “.i3s”. Para exportar la batimetría del cauce se necesitó de un archivo con puntos (x, y, z), estos son reconocidos por el sistema con la extensión “.xyz”.

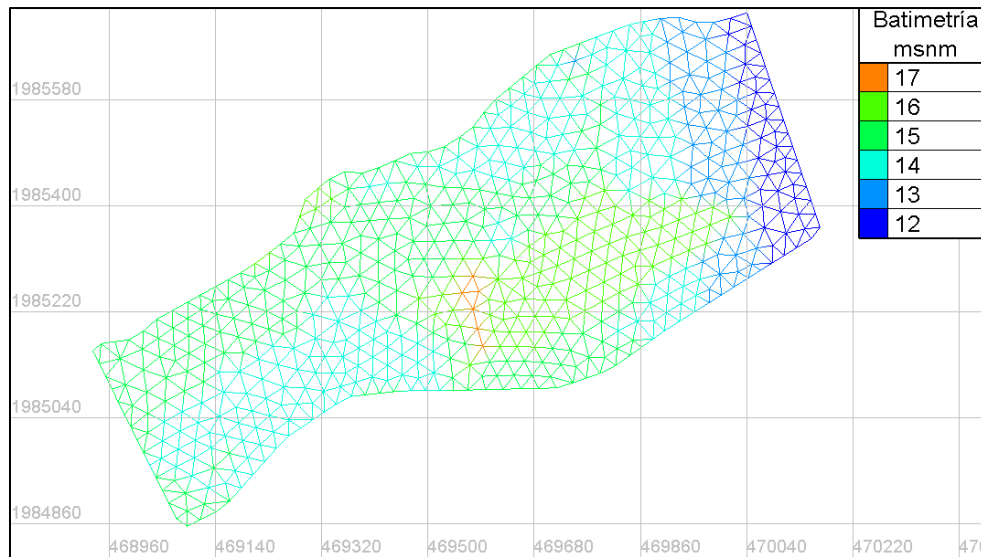


Figura 7.4 Batimetría del modelo numérico-Escenario 2

En la siguiente figura se muestran en conjunto la topografía y el modelo 3D para la simulación.

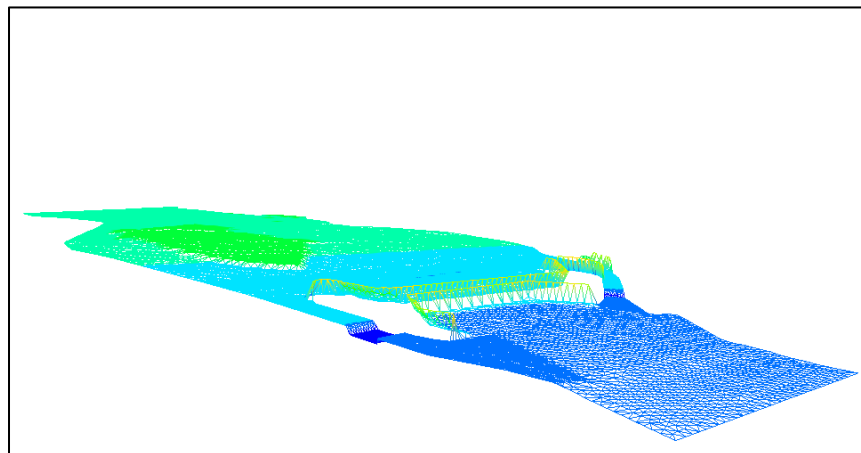


Figura 7.5 Modelo 3D de la Estructura de Control “Macayo”

### **7.3 Rugosidad del modelo numérico**

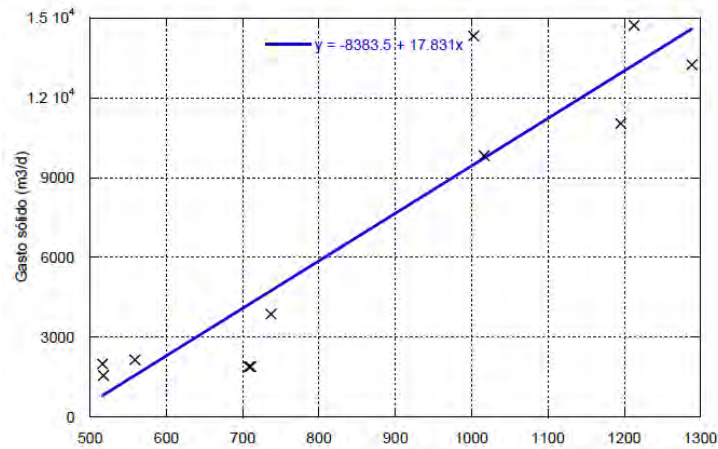
Para la simulación del escenario 1 se utilizaron dos diferentes coeficientes de rugosidad de Manning "n", siendo para el caso del prototipo la de un canal revestido con losas de concreto bien terminado con  $n=0.012 \text{ m}^{1/6}$  y para el cauce se utilizó una  $n=0.030 \text{ m}^{1/6}$  correspondiente a corrientes naturales de corrientes en planicies (Ven te Chow, Hidráulica de Canales Abiertos). Para el escenario 2 solo se utilizó primer el coeficiente ya que no se incluye la zona estructura de control.

### **7.4 Condiciones de frontera**

#### **7.4.1 Frontera aguas arriba**

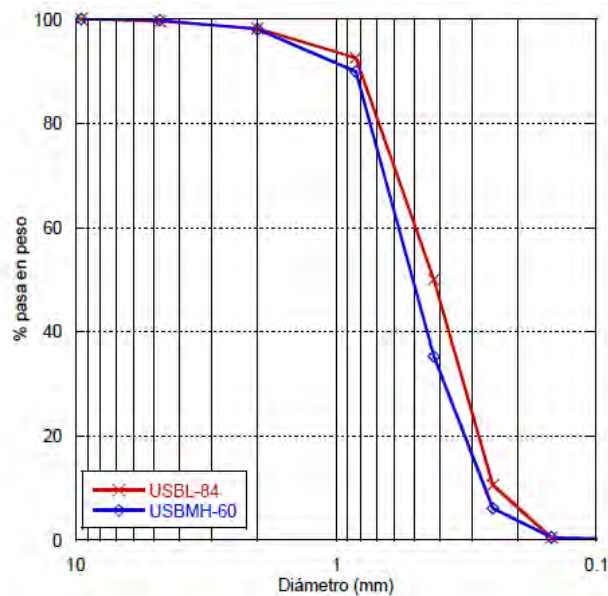
Dado que los procesos morfológicos son en el largo plazo y el río está controlado por una presa aguas arriba, el gasto no tiene una variación con un hidrograma anual sino una variación continua pues el gasto se modifica conforme los requisitos de generación de energía, es por ello que el escenario 1 se simuló con un gasto constante de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  como un valor de prueba para observar fenómenos hidráulicos sin considerar sedimentos, para el escenario 3 se toma un gasto de  $667 \text{ m}^3/\text{s}$ , este gasto el que se deriva por el río Carrizal correspondiente a la topografía de 2004 siendo que conduce el Río Mezcalapa  $1400 \text{ m}^3/\text{s}$  el cual equivale para efectos de sedimentación a un año con gasto medio anual, a esto se le llama, un año morfológico. (Téllez, 2015).

Para la simulación de transporte de sedimentos (escenario 2) se considera además del gasto líquido un gasto sólido el cual es igual a  $Q_s = 1.16 \text{E-}4 \text{ m}^2/\text{s}$ . tomado de las mediciones  $Q_s$  vs  $Q_l$  en el Río Mezcalapa. Las fórmulas utilizadas en la hidrodinámica es la ecuación de Manning y para el modelo morfodinámico fue la correspondiente a Engelund Hansen.



Gráfica 7.1 Curva de gasto sólido en la estación Mezcalapa

Para las características del material de fondo se tiene un diámetro medio (Dm)= 0.5 mm., las muestras fueron tomadas con el dispositivo US BMH-60 el cual toma una muestra superficial del lecho y con el dispositivo US BL-84 para medir la carga de fondo. Del estudio se tiene que el Mezcalapa arrastra principalmente arenas. (Téllez, 2015)



Gráfica 7.2 Curva granulométrica estación Mezcalapa

#### **7.4.2 Frontera aguas abajo**

Ya que el gasto de entrada es constante para la simulación, se introduce un valor constante en el nivel de la superficie libre, de lo contrario si los caudales fueran a través de un hidrograma se tendría que introducir una curva Elevaciones vs Gastos en esta frontera. Los valores en esta frontera se toma el valor para el cual las lecturas coincida con los valores obtenidas en el modelo físico con los tirantes leídos en el canal de la margen derecha de acuerdo al gasto que pasa en esta margen. La gráfica que se presenta enseguida es resultado de las lecturas que se obtuvieron en prototipo aguas abajo de la estructura, de la cual se toman datos para ingresarlos al modelo numérico.

Para el escenario 1 se tiene un  $H=15.85$  msnm y para el escenario 2 una  $H=17.05$  msnm.

#### **7.5 Elección de paso de tiempo y tiempo de simulación**

Para determinar un valor adecuado del paso de tiempo se realizó un procedimiento de prueba y error tomando en cuenta que el Número de Courant fuese menor a 1 ya que se tenían diferentes tamaños de mallas. De lo anterior resulto un paso de tiempo de 0.1 s para el escenario 1 y 1s para el escenario 2.

El tiempo de simulación para el escenario 1 fueron de 1 hora, ya que es el tiempo suficiente para que el modelo se estabilice, considerando para esto que el gasto de entrada es igual al de entrada.

Para el escenario 2 se tomó un tiempo de 2 meses con la finalidad de visualizar las zonas de erosión, depósito y gasto solido en el tramo; aunque un proceso morfológico de un cauce requiere de un largo tiempo, aquí se

simula a manera de ver los primeros resultados de la evolución del fondo y de las características hidráulicas del cauce según sea el caso.

## 7.6 Resultados de simulación numérica

En la siguiente tabla se muestra la información hidráulica (tirante hidráulico, velocidad del fluido en sus tres componentes etc.) obtenidos mediante el análisis de los datos arrojados por el software Telemac-2d.

Además, al igual que en el modelo físico se buscó cuantificar los caudales y tirantes, así como localizar las zonas con posibles variaciones en las velocidades con sus correspondientes vectores para realizar comparaciones con los obtenidos con el modelo físico.

En los siguientes apartados se muestran los resultados para las distintas simulaciones de las características hidráulicas del fenómeno físico relevantes en este tema de estudio, estas son visualizadas por el software Blue Kenue.

### 7.6.1 Escenario 1

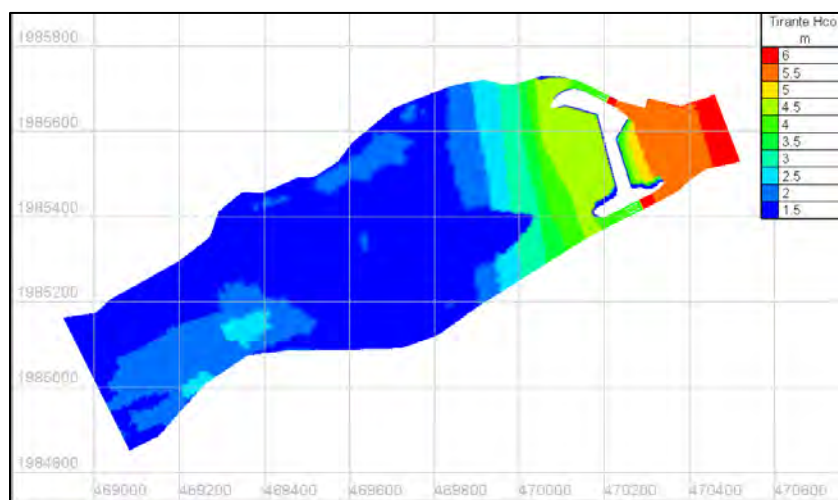


Figura 7.6 Tirantes en el Modelo Numérico

En la imagen anterior podemos ver los tirantes hidráulicos resultados de la hidrodinámica de la simulación, donde se tiene un tirante de 3.95 m en el canal de la margen derecha.

La siguiente imagen nos muestra los vectores y magnitud de las velocidades en todo el dominio, y en la imagen más acercada se pueden observar dichos vectores en el acceso del canal de la margen derecha, en el cual se distribuyen de manera uniforme en la entrada; con esto podemos comparar con los resultados obtenidos con el trazador en el modelo físico (véase figura 6.1), se observa que las distribuciones son parecidas.

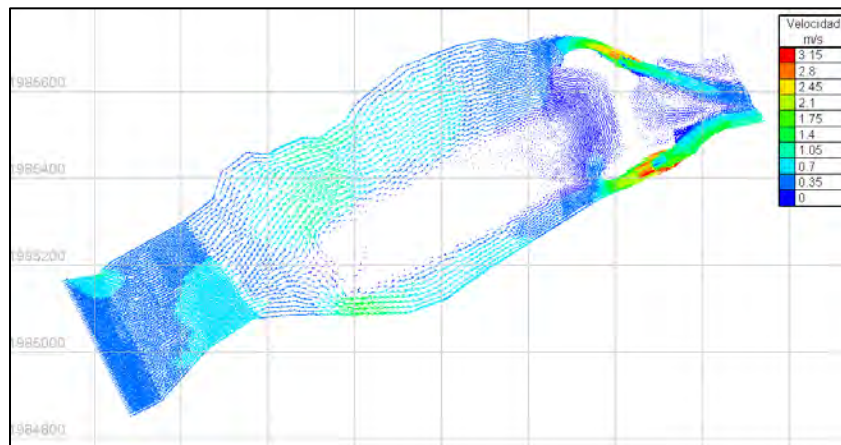


Figura 7.7 Velocidades en el Modelo Numérico

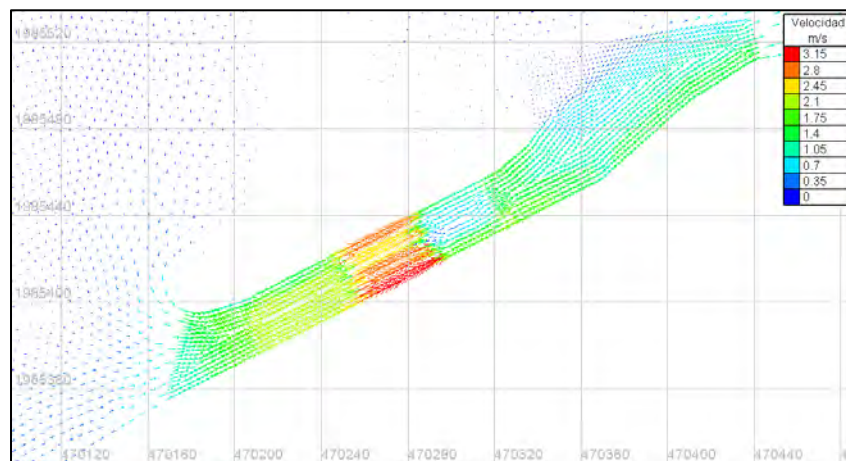


Figura 7.8 Velocidades en el Modelo Numérico-Margen Derecha

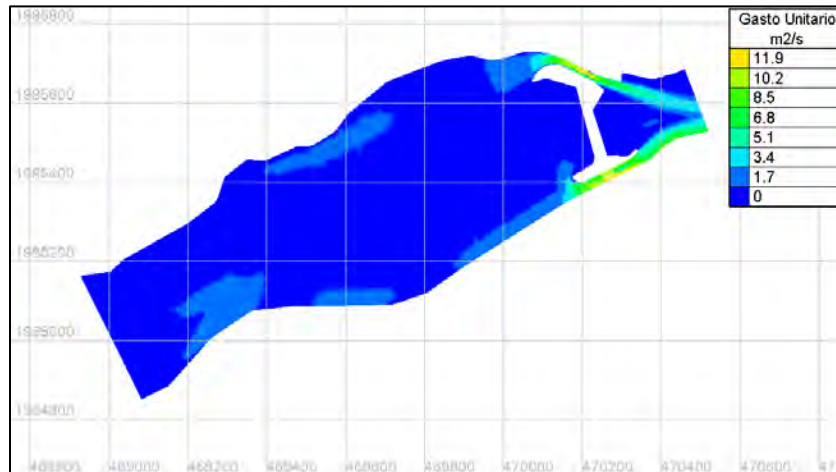


Figura 7.9 Gasto Unitario en el Modelo Numérico-Margen Derecha

De la imagen podemos observar los gastos unitarios en el cauce así como en ambos canales, donde tenemos que en la margen derecha el gasto unitario se presenta con mayor magnitud sobre la lateral derecha del mismo canal, ya que en ese flanco las velocidades son mayores. De los resultados podemos observar un caudal de  $Q \approx 240 \text{ m}^3/\text{s}$  en el canal de la margen derecha.

### 7.6.2 Escenario 2

A continuación se muestran los resultados de la simulación de sedimentos. Este escenario se realizó con la finalidad de constatar que el tramo en estudio está presentando problemas de azolve, el cual es probable que este alterando el funcionamiento de descarga de los canales y/o compuertas.

#### **Hidrodinámica**

En las siguientes figuras se muestran los resultados de la hidrodinámica para el escenario 2.



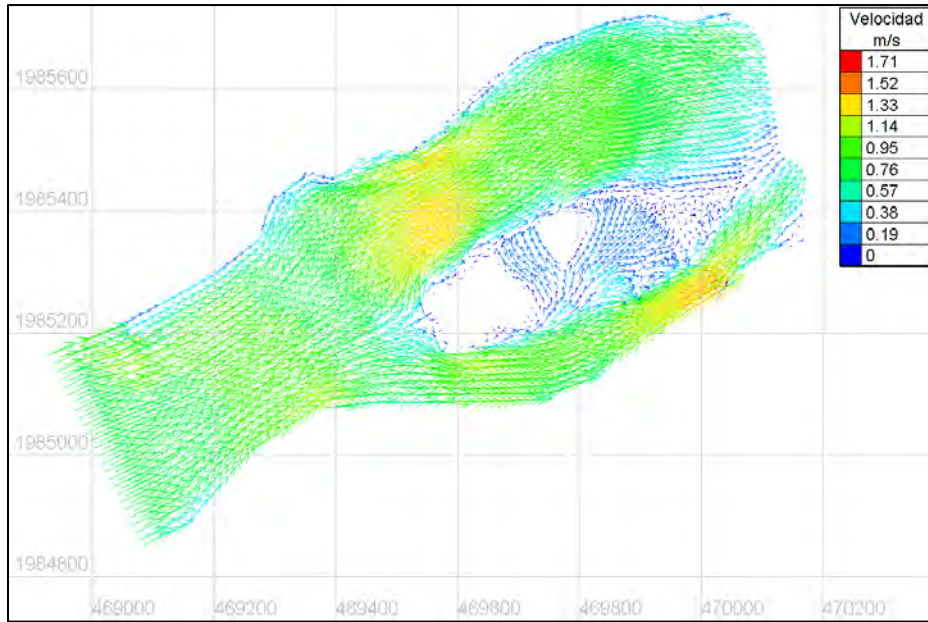


Figura 7.10 Velocidades-Escenario 2

De la imagen podemos observar que la velocidad máxima es de 1.71 m/s, además podemos notar que el gasto unitario es transportado por canales definidos en el tramo.

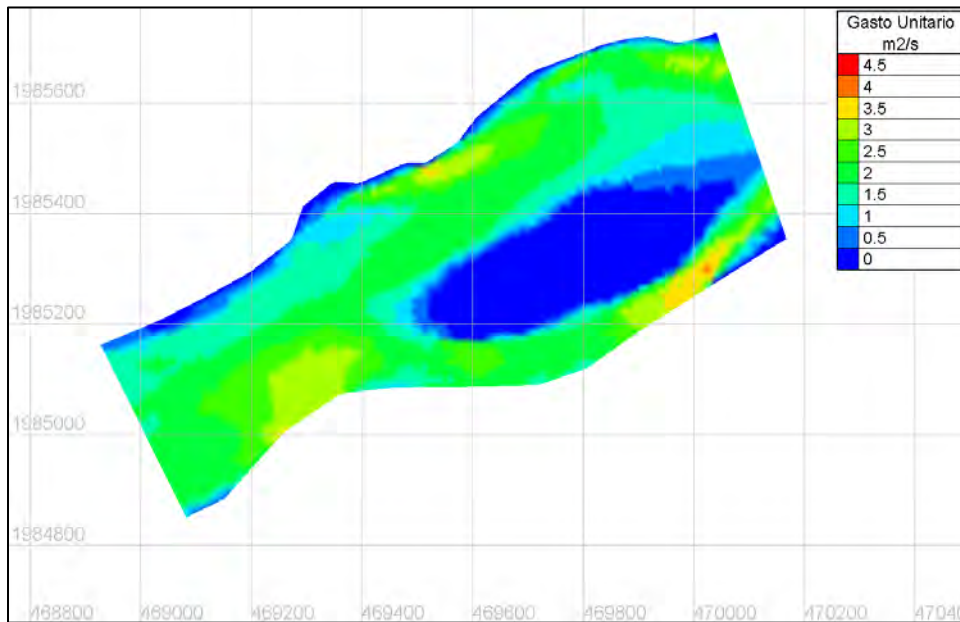
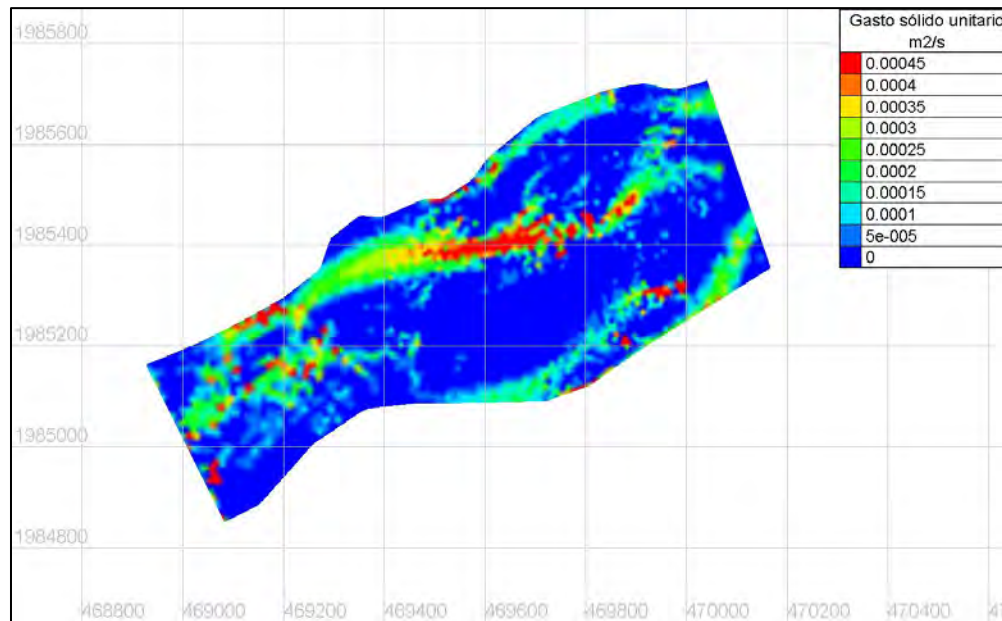


Figura 7.11 Gasto Unitario- Escenario 2

## ***Morfodinámica***

Enseguida se muestran los resultados de la evolución del fondo en el tramo después de la simulación, así como el transporte de sedimentos por unidad de ancho.



*Figura 7.12 Gasto sólido unitario*

El gasto sólido de entrada en el tramo como es de  $0.0001 \text{ m}^2/\text{s}$  y en la salida es de  $0.00025 \text{ m}^2/\text{s}$  como valor máximo y  $0 \text{ m}^2/\text{s}$  en la mayor parte de la frontera, haciendo un balance podemos notar que el de entrada es mayor que el de salida, debido a esto se deduce que en el tramo las zonas de depósito son mayores que las de erosión.

Aunado a lo anterior podemos ver que las zonas de depósitos son mayores que las zonas erosionadas, debido a la presencia de la estructura de control aguas debajo de la bifurcación.

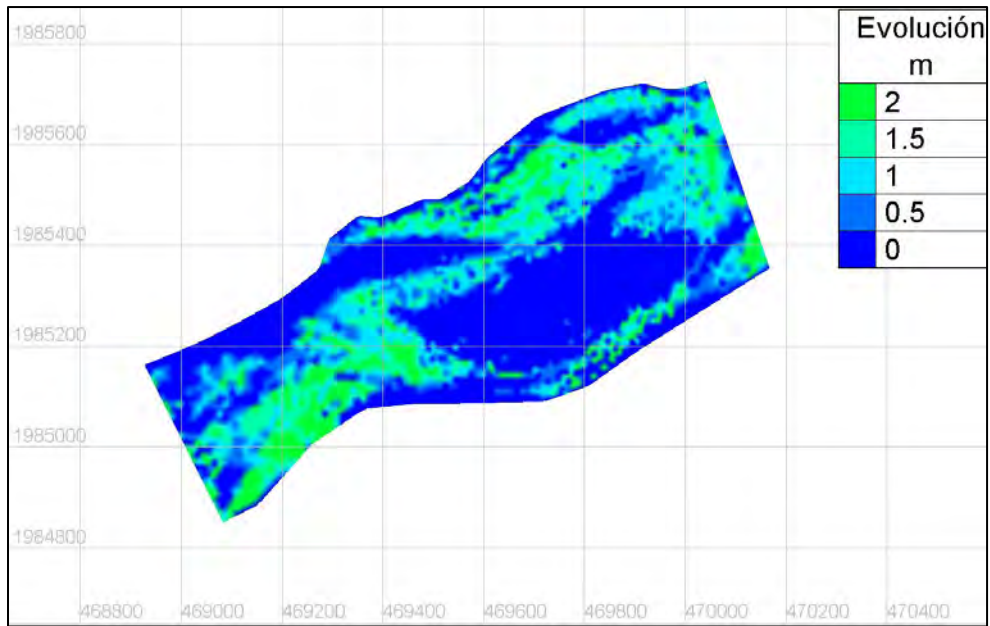


Figura 7.13 Zonas de depósito después de la simulación

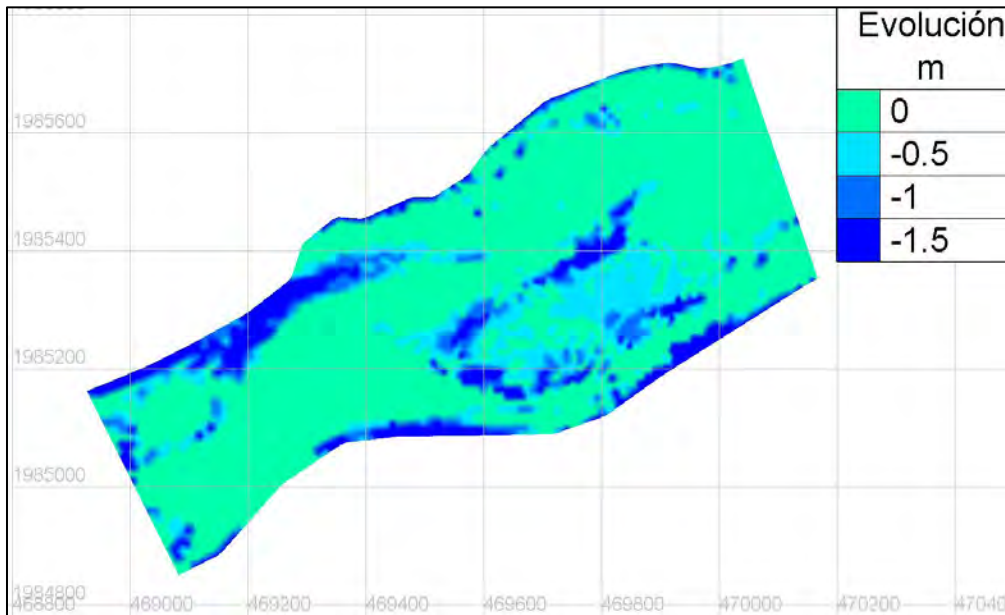


Figura 7.14. Erosión después de la simulación

## **8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Una vez analizados los datos de mediciones en prototipo, los obtenidos teóricamente y los conseguidos experimentalmente en el modelo físico con depósito de sedimento y sin él, como se menciona en capítulos anteriores, hay entre ellos diferencias acentuadas.

En el modelo físico y sus mediciones se notó que a medida de que se aumenten los depósitos en las configuraciones de sedimentos, no solo en las proximidades del canal, sino también aguas arriba en distancias más prolongadas a la estructura de control, los efectos y alteraciones se marcan cada vez más de forma directa en los tirantes, en el comportamiento del flujo y de cierta forma en las líneas de corrientes. En consecuencia, conforme el depósito de sedimentos aumenta, se necesitara de más carga (H) para desalojar un mismo gasto que sin la presencia de estos.

En cuanto a los cálculos teóricos por los tres diferentes autores, no se presentan diferencias significativas.

En las observaciones relacionado a las líneas de corriente, se tiene que, siguiendo las configuraciones ensayadas, se observa que estas son

modificadas con el depósito de sedimentos, esto para cuando se tenía sedimentos sobre el acceso del canal (configuración #1), ya que las líneas que ingresaban por la curvatura del canal se replegaban sobre el muro lateral derecho, creando junto con el depósito, un remanso. En contra parte cuando se ensayó con las configuraciones #2 y 3, el depósito colocado sobre el otro lado cercano al canal, permitió que las líneas de corriente entraran de manera uniforme y distribuidas sobre todo el ancho y superficie libre del canal.

Además se observó durante los ensayos, que para las diferentes aperturas de las compuertas se producían depósitos de sedimentos cercano a las baterías de compuertas sobre el muro lateral izquierdo cuando los gastos eran menores; sin embargo al dejar las compuertas totalmente abiertas, estos depósitos eran llevados aguas abajo, cumpliendo con el diseño hidráulico de autolimpieza del canal.

Para el ensayo de los depósito de sedimento en el modelo físico, no se sabe con exactitud la configuración en que estos están distribuidos o acomodado en el cauce, debido a esto las configuraciones ensayadas son supuestas, de lo contrario sería interesante contar con la batimetría de las configuraciones y las distribuciones con las que se deposita el material en el prototipo para ensayarlos en el modelo y visualizar los resultados y determinar las alteraciones que producen, aunque las condiciones y la batimetría del cauce está en constante cambio y por ende los resultados también.

Referente a las diferencias notadas en las gráficas de comparaciones entre unos datos y otros, particularmente de prototipo y modelo (con depósito de sedimentos), aunque la diferencia en los tirantes para las distintas configuraciones fueron pequeñas, el depósito de sedimento si influye en el funcionamiento de la batería de compuertas, no de manera mecánica, sino en las características hidráulicas del flujo, que a su vez están relacionados

con estas de manera intrínseca. Para descarga libre las diferencias en los niveles fueron cercanos a 0.25 m, para una abertura de  $w=3$  m se tenían diferencias en las lecturas en relación a la curva sin sedimento de 0.25 a 0.30 m con una diferencia en la intersección con la curva de descarga libre, asimismo para una abertura de  $w=2$  m. (la intersección de las curvas con depósito de sedimentos ocurría para gastos más pequeños).

Cabe agregar que los experimentos realizados en el modelo físico, no presenta un comportamiento equivalente al prototipo, ya que para este caso hay variantes que pueden alterar los resultados, si bien son semejantes y de gran ayuda, no permiten visualizar algunos detalles a escala, como por ejemplo: el labio de la compuerta, material del que fueron fabricadas las compuertas, entre otros. Sin embargo para la descarga libre los resultados si se pueden tener resultados más cercano. Otro factor importante en los resultados obtenidos es la escala a la cual fue construido el modelo físico, ya que a medida que la escala sea más pequeña, los resultados serán más parecidos al comportamiento en prototipo, debido a ello las mediciones no muestran una diferencia acentuada como se había previsto.

Cabe recomendar que la batería de compuertas de la margen derecho e izquierdo deberían mantenerse totalmente abiertas, excepto para avenidas que pudieran inundar la ciudad de Villahermosa. Ya que por ninguna circunstancia es posible transportar sedimentos con compuertas parcialmente abiertas.

Para la época de avenidas, se recomienda utilizar las curvas ajustadas incluidas en la parte final del capítulo 6 para operar las baterías de compuertas, ya que de alguna forma y según los datos arrojados en los aforos es la manera en que se comporta la estructura de control.

Aunado a lo anterior, contar con la familia de curvas propuestas no nos quiere decir que las lecturas en ellas sean exactas, sino que presentan pequeñas variaciones debido relacionadas con el depósito de sedimento aguas arriba y las demás características del cauce. Además la suma de los gastos, resultados de los aforos, en cada una de las márgenes presentaron una diferencia en relación con el aforado aguas debajo de la estructura.

Otra caso importante es que al utilizar las curvas antes mencionadas, el organismo encargado de operar dichas compuertas debe tomar en cuenta el efecto del depósito de sedimento aguas arriba y en las proximidades de la estructura en la curva elevaciones-gastos (H vs Q), para el caso de proteger la ciudad de Villahermosa o dotar el gasto suficiente para la extracción y suministro de agua potable. Asimismo sin dejar de tomar en cuenta las fluctuaciones en las mediciones, ya que estas pueden presentar variaciones debido a las condiciones, aparatos, errores de lecturas, método de aforo, personal capacitado, entre otras.

Además, se puede concluir, en las observaciones y las experimentaciones presentadas, que el canal de la margen derecha y la batería de compuertas radiales presentan una disminución en la capacidad de descarga, y que se necesitan mayores cargas para lograr desalojar caudales para los cuales se necesitaban mucho menores.

Debido al depósito de sedimentos nos permite concluir que el transporte de sedimento en el río Carrizal ha disminuido substancialmente y ha dado como resultado un “vaso artificial” regulado por las compuertas del Macayo, el cual se ha formado porque los tirantes del flujo aumentan, y entonces las velocidades disminuyen permitiendo el depósito del sedimento. Sería entonces recomendable realizar un estudio, del mismo tramo del río Carrizal para el control de avenidas para propiciar el movimiento del sedimento.

Con la simulación numérica realizada se visualiza principalmente el comportamiento de las líneas de corriente en el acceso del canal de la margen derecha, así también se aprecia que a la proximidad de la estructura de control debido a los efectos de la misma, el material transportado de aguas arriba se está depositando en todo el tramo.

Aunque los modelos matemáticos no han logrado representar de manera correcta los fenómenos hidráulicos, dan un acercamiento de ellos.

En la Hidráulica la modelación matemática también ha retomado validación de un diseño, la cual también permite el estudio y la validación del comportamiento hidráulico de las estructuras diseñadas. Por otra parte, a pesar de que se obtuvieron valores semejantes entre el modelo físico y computacional, este último aún no es validado en su totalidad, por lo que es necesaria la afinación del modelo matemático con la finalidad de obtener mejores resultados al describir el fenómeno en cuestión.

Finalmente, este es un estudio que permite visualizar la importancia de producir alteraciones en el cauce de un río mediante una obra de este tipo y de esta magnitud, ya que cumpliendo con su finalidad principal que es la de proteger, también ocasiona un depósito de sedimentos que afectan su funcionamiento adecuado y la disminución de la dotación del caudal necesario para fines de uso.



## **REFERENCIAS**

Chow, V. T., (1959), "Open Channel Flow", McGraw Hill, Japan.

Camargo, J. E. y Franco, V. Hidráulica de Canales. Capítulo 5 del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Gracia, J., Franco, V., Ortiz, V. M., Osnaya, J., Carrizosa, E. y Luna, J.C. (2004). "Estudio para el Proyecto Hidrológico para Proteger a la población de Inundaciones y Aprovechar mejor el Agua (prohtab)". Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM para la CONAGUA.

Henderson, F. M. (1966). "Open Channel Flow". Mac Millan, New York.

Jiménez, A. A. (2015). “Calibración y verificación de las leyes de descarga de la estructura de control El Macayo, Tabasco”. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Jiménez, A. A. y Berezowsky, M. (2009). Modelación matemática de la operación de la estructura de control del río Carrizal, Serie Investigación y Desarrollo, SID/662, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Salas, C.A. (2015). “Análisis Comparativo del Efecto de una Rápida en la Modificación de la Turbulencia y sus Efectos en un Tanque Amortiguador Trapecial”. Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Sotelo, A. G., (2014), “Hidráulica General: Fundamentos”, Limusa, México.

Toch, Arthur, (1955), “Discharge Characteristics of Tainter Gates.” ASCE.

White, F. M., (2008), “Mecánica de Fluidos”, Mc Graw-Hill/Interamericana de España S. A. U., Sexta edición. España.

## LISTAS DE FIGURAS

1.1 Localización de la estructura de control	3
1.2. Estructura de Control “El Macayo”	4
1.3 Esquema general del perfil longitudinal de cada canal	5
1.4 Ríos que rodean la ciudad de Villahermosa, Tabasco	5
1. 5 Versión simplificada del plano del canal de la Margen Derecha, El Macayo	7
1.6. Características del perfil hidráulico en el tramo donde están las pilas	8
1.7. Escala para leer $HP$ en el canal de la Margen Derecha	8
1.8. Zona de depósito de sedimento	10
1.9. Puntos de medición. Macayo	13
2.1. Esquema de una compuerta radial	15
2.2. Coeficientes de descarga en compuertas radiales, según A. Toch	23
2.3 Flujo lineal irrotacional	27
2.4 Flujo lineal rotacional	27
2.5 Esquema del flujo laminar	28
2.6 Esquema del flujo turbulento	28
2.7. Las líneas de corriente son tangentes en todos los puntos al vector velocidad local	30
2.8. Relaciones geométricas para la definición de línea de corriente	31
3.1. Modelo físico de la estructura de control "El Macayo"	33
3.2. Canal de acceso, vertedor y limnómetro para aforo	35
3.3. Pilas y compuertas radiales del Modelo Físico	36
3.4. Compuerta de tipo abatible	37
3.5 Semejanza dinámica en el flujo por debajo de una compuerta: (a) prototipo (b) Modelo	39
4. 1. Colocación del material (Configuración #1)	48

### **Continuación Lista de Figuras**

4.2. Configuración #1 del material en el modelo	49
4.3. Colocación del material (Configuración #2)	49
4.4. Configuración #2 del material en el modelo	50
4.5. Colocación del material (Configuración #3)	50
4.6. Configuración #3 del material en el modelo	51
4.7. Secciones transversales tipo en el canal de la Margen Derecha	52
4.8. Sitio de medición en el canal de la margen derecha	53
6.1. Líneas de corriente sin depósito de sedimento	82
6.2. Líneas de corriente con depósito de sedimento #1	83
6.3. Líneas de corriente con depósito de sedimento #1	84
6.4. Líneas de corriente con depósito de sedimento #2	85
6.5. Líneas de corriente con depósito de sedimento #2	86
6.6. Líneas de corriente con depósito de sedimento #3	87
6.7. Líneas de corriente con depósito de sedimento #3	88
7.1 Mallado (Escenarios 1)	104
7.2 Mallado (Escenario 2)	105
7.3 Batimetría del modelo numérico	105
7.4 Batimetría del modelo numérico-Escenario 2	106
7.5 Modelo 3D de la Estructura de Control “Macayo”	106
7.6 Tirantes en el Modelo Numérico	110
7.7 Velocidades en el Modelo Numérico	111
7.8 Velocidades en el Modelo Numérico-Margen Derecha	111
7.9 Gasto Unitario en el Modelo Numérico-Margen Derecha	112
7.10 Velocidades-Escenario 2	113
7.11 Gasto Unitario- Escenario 2	113
7.12 Gasto sólido unitario	114
7.13 Zonas de depósito después de la simulación	115
7.14. Erosión después de la simulación	115

## LISTA DE GRAFICAS

2.1. Coeficientes de contracción	18
5.1. Curvas de Elevaciones-Gastos (H vs Q) Henderson	64
5.2. Curvas de Elevaciones-Gastos (H vs Q) Sotelo	66
5.3. Curvas de Elevaciones-Gastos (H vs Q) Cozzo	68
6.1. H vs Q (Teóricos vs Experimentales)	70
6.2. H vs Q (Teórica vs Experimentales vs Prototipo)	71
6.3. H vs Q (Teórica vs Experimentales vs Prototipo)-Descarga Libre	72
6.4. Comparaciones-Descarga Libre (Conf. #1)	73
6.5 Comparaciones (H vs Q) W=3 (Conf. #1)	74
6.6. Comparaciones (H vs Q) W=2 (Conf. #1)	75
6.7. Comparaciones-Descarga Libre (Conf. #2)	76
6.8. Comparaciones (H vs Q) W=3 (Conf. #2)	77
6.9. Comparaciones (H vs Q) W=2 (Conf. #2)	78
6.10. Comparaciones-Descarga Libre (Conf. #3)	79
6.11. Comparaciones (H vs Q) W=3 (Conf. #3)	80
6.12. Comparaciones (H vs Q) W=2 (Conf. #3)	81
6.13. Curvas Elevaciones-Gastos (H vs Q) Prototipo vs Teóricas	89
6.14. Ajuste de curva (W=1)	90
6.15. Ajuste de curva (W=2)	93
6.16. Ajuste de curva (W=3)	95
6.17. Ajuste de curva (Descarga Libre)	98
6.18. Curvas ajustadas y puntos de prototipo	101
6.19. Curvas Elevaciones vs Gastos –Margen Derecha (Macayo)	102
7.1 Curva de gasto solido en la estación Mezcalapa	109
7.2 Curva granulométrica estación Mezcalapa	109

## LISTA DE TABLAS

3.1. Gastos de Modelo y Prototipo	34
4.1. Elevaciones-Gastos en Descarga Libre	55
4.2. Elevaciones-Gastos W=2	55
4.3. Elevaciones-Gastos W=3	55
4.4. Elevaciones-Gastos en Descarga Libre (Configuración #1)	56
4.5. Elevaciones-Gastos W=3 (Configuración #1)	57
4.6. Elevaciones-Gastos W=2 (Configuración #1)	58
4.7. Elevaciones-Gastos en Descarga Libre (Configuración #2)	59
4.8. Elevaciones-Gastos W=3 (Configuración #2)	59
4.9. Elevaciones-Gastos W=2 (Configuración #2)	60
4.10. Elevaciones-Gastos en Descarga Libre (Configuración #3)	60
4.11. Elevaciones-Gastos W=3 (Configuración #3)	61
4.12. Elevaciones-Gastos W=2 (Configuración #3)	61
5.1. H vs Q (Una compuerta)-Henderson	63
5.2. H vs Q (4 compuertas)- Henderson	63
5.3. H vs Q (Una compuerta)- Sotélo	65
5.4. H vs Q (Cuatro compuertas)- Sotélo	65
5.5. H vs Q (Una compuerta)- Cozzo	67
5.6. H vs Q (Cuatro compuertas)- Cozzo	67
6.1. Tabla de ajuste para W=1	91
6.2. Tabla de ajuste para W=2	94
6.3. Tabla de ajuste para W=3	96
6.4. Tabla de Ajuste para Descarga Libre	98

## LISTA DE SIMBOLOS

$\partial$  derivada parcial

$\Theta$  ángulo del labio de la compuerta

$\Psi$  parámetro de carga de pérdidas de energía

$y_1$  tirante de agua en la sección 1 (aguas arriba)

$y_2$  tirante de agua en la sección 2

$y_3$  tirante de agua en la sección 3

$y_c$  tirante contracto

$C_c$  coeficiente de contracción

$a$  altura del perno de la compuerta  $c/r$  a la plantilla del canal

$r$  radio de la compuerta

$g$  aceleración gravitatoria

$w$  abertura de la compuerta

$C_d$  coeficiente de descarga

$b$  ancho de la compuerta

$C_v$  coeficiente de velocidad

$A$  área transversal

$Q$  gasto

$V$  velocidad

$H_L$  pérdidas

$H$  carga sobre la cresta del vertedor

L longitud de la cresta  
P paramento de la cresta  
 $F_p$  fuerzas de presión  
 $F_g$  fuerzas de gravedad  
 $F_f$  fuerzas de fricción  
 $F_i$  fuerzas de inercia  
Re número de Reynolds  
 $\mu$  viscosidad dinámica  
 $\rho$  densidad  
 $\nu$  viscosidad cinemática  
 $R_h$  radio hidráulico  
 $F_r$  número de Froude  
 $F_{rm}$  número de Froude modelo  
 $F_{rp}$  número de Froude prototipo  
 $V_e$  escalas de velocidades  
 $L_e$  escala de longitud  
 $n$  coeficiente de rugosidad  
 $z_i$  distancia de la plantilla del canal con respecto al plano de referencia  
 $q$  gasto unitario  
 $t$  tiempo  
S pendiente de la plantilla