



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

Señorita  
KARINA MILLÁN CAMPUZANO  
Presente

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/166/14

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. AMADO ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ESTUDIO PARA DETERMINAR LAS LEYES DE DESCARGA DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL EL MACAYO"**

- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA HIDRÁULICO
- II. ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE EN EL CÁLCULO DE LAS LEYES DE DESCARGA
- III. ESTUDIOS EN LABORATORIO PARA OBTENER LOS VALORES DE  $C_0$
- IV. LEYES DE DESCARGA DE LA ESTRUCTURA
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 27 de octubre del 2014.  
EL PRESIDENTE

  
M.I. JOSÉ LUIS FRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH\*gar.

Vo. Bo  
Abel Jiménez C



V. B  
Adriana Rojas

V. B  


  
V. B  
Cruz  
4/11/019





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**“ESTUDIO PARA DETERMINAR  
LAS LEYES DE DESCARGA  
DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL  
EL MACAYO”**

**TESIS**

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:  
KARINA MILLÁN CAMPUZANO**

**DIRECTOR DE TESIS:  
DR. AMADO ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA**

CIUDAD UNIVERSITARIA  
2014





**“Nuestra mayor gloria** no está en no haber caído nunca, sino en levantarnos cada vez que caemos”

*Oliver Goldsmith*



## **D**edicada con todo mi amor y cariño a...

**Mi madre**, por quedarte cuando pudiste haberte ido, por el esfuerzo con el cual has luchado por mí y mis hermanos, por el ser humano tan maravilloso que eres, por el amor incondicional que me brindaste desde mi nacimiento, pero sobre todo por nunca dejar de creer en mí.

**Mi padre**, porque a pesar de los años y de la distancia no permitiste que se terminara tu amor, por creer que llegaría a esta meta y no haberme dejado rendirme antes de lograrlo.

**Mis hermanos**, que han sido mis compañeros de alegrías y amarguras, que son y seguirán siendo mi motivo de seguir adelante, a ustedes que nunca me han condicionado su amor y respeto. **Alejandro y Juan Antonio.**

**Mis abuelos**, a quienes admiro y respeto por todo lo que han logrado, a ellos que no dejan de preocuparse por mi bien y mis buenos valores.



## **Agradecimientos**

Gracias a Dios por lo bondadoso que ha sido conmigo al regalarme la dicha de compartir esta alegría con mis seres amados, por abrirme las puertas de grandes oportunidades, pero sobre todo por darme la oportunidad de estar viva.

A mis padres por todo el esfuerzo y sacrificio de tantos años, por nunca haberse rendido ante circunstancias que parecían no tener solución, porque estoy segura que han pasado noches sin dormir preocupados por mi futuro y el de mis hermanos.

A mis hermanos a quienes amo con toda mi vida.

A mi familia quienes creyeron en mí, me motivaron para llegar a este día y que nunca me han negado su ayuda.

Adán; por el apoyo y cariño que me has brindado, por estar conmigo a pesar de mis errores y de mi carácter; gracias por alentarme a no rendirme y por procurarme.

A mis amigos por todas las aventuras compartidas, por soportar mi carácter y estar conmigo cuando triunfo pero también en mis derrotas, gracias por todos estos años de amistad incondicional.

A mis profesores por compartir conmigo su conocimiento, por alentarme a nunca dejar de soñar y por mostrarme el camino de la perseverancia y la tenacidad.

A mi tutor de tesis, el Dr. Abel Jiménez Castañeda, por darme la oportunidad de trabajar con él, compartir conmigo su conocimiento, de creer en mí, pero sobre todo por su paciencia y compromiso conmigo.

Finalmente quiero agradecer a la Universidad Nacional Autónoma de México, a la Facultad de Ingeniería y al Instituto de Ingeniería; por permitirme crecer como profesional y como persona; por plasmar en mí el ímpetu del conocimiento, la ética y el amor a mi carrera y país.

***Por mi raza hablará el espíritu***

Karina Millán Campuzano



# ESTUDIO PARA DETERMINAR LAS LEYES DE DESCARGA DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL EL MACAYO

INTRODUCCIÓN	I
I. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA HIDRÁULICO	1
1.1 Antecedentes del funcionamiento hidráulico de la bifurcación	2
1.2 Definición del sistema hidráulico	4
1.3 Modelación numérica del funcionamiento hidráulico del sistema	4
1.4 Efectos de la estructura	5
1.5 Descripción de la estructura de control	5
II. ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE EN EL CÁLCULO DE LAS LEYES DE DESCARGA	11
2.1 Descripción del funcionamiento hidráulico de los canales	11
2.2 Efecto de las pilas en el perfil hidráulico	13
2.3 Canal de la margen izquierda	15
2.4 Canal de la margen derecha	21
III. ESTUDIOS EN LABORATORIO PARA OBTENER LOS VALORES DE $C_0$	27
3.1 Sitios de medición en el modelo	28
3.2 Aforo del caudal que ingresa al modelo	32
3.3 Experimentos en el canal de Margen Izquierda	34
3.4 Experimentos en el canal de Margen Derecha	37
IV. LEYES DE DESCARGA DE LA ESTRUCTURA	41
4.1 Leyes de descarga en función de $H_A$	41
4.1.1 Canal de la margen izquierda	42
4.1.2 Canal de la margen derecha	44
4.1.3 Ley de descarga total en función de $H_A$	46
4.2 Leyes de descarga en función de $H_P$	47
4.2.1 Ley de descarga del canal de la margen izquierda	49
4.2.2 Ley de descarga del canal de la margen derecha	50
4.3 Aplicación de las leyes de descarga	51
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	55

APÉNDICES		57
Apéndice A	Método de Paso Estándar	59
Apéndice B	Análisis de sensibilidad para Co	67
Apéndice C	Calibración y verificación del coeficiente Co	69
Apéndice D	Cálculos para las leyes de descarga	71
<i>Apéndice E</i>	<i>Reporte de la campaña de mediciones en la Estructura El Macayo</i>	73
REFERENCIAS		87

## Resumen

Se presenta el desarrollo de un estudio cuyo objetivo es determinar las leyes de descarga de la estructura de control El Macayo, la cual se localiza sobre el río Carrizal, en el estado de Tabasco. La estructura consta de dos canales de descarga, donde se tienen compuertas de tipo radial apoyadas sobre pilas, cuya finalidad es el control del gasto.

Primeramente se inicia con el estudio del efecto de remanso producido por la presencia de las pilas; se emplea una expresión sencilla para calcular dicho efecto, la cual requiere de la determinación del coeficiente de Hinds para obtener resultados más confiables; esto se demuestra con el desarrollo de un análisis de sensibilidad con respecto a dicho coeficiente.

Con base en el empleo de un modelo físico de la estructura de control, se hace la calibración y verificación del coeficiente de Hinds; para ello se calculan perfiles hidráulicos con las dimensiones del modelo físico, los cuales se ajustan en función de las mediciones obtenidas en laboratorio y el coeficiente de Hinds.

Después, se hace el cálculo de perfiles hidráulicos en los canales del prototipo, donde se emplea el valor calibrado del coeficiente; estos resultados permiten definir tanto una ley general de la descarga total de la estructura, como otras dos para sendos canales.

Al final, con datos obtenidos en una de las campañas de medición en campo que realiza personal de CONAGUA, se emplean las leyes de descarga de los canales; los correspondientes resultados permiten concluir que las leyes de descarga obtenidas del desarrollo de presente trabajo dan resultados bastante aproximados.



## Introducción

La ciudad de Villahermosa en el estado de Tabasco presenta constantemente problemas de inundación, como consecuencia de que la mayor parte de la ciudad se encuentra ubicada entre la confluencia de los ríos Carrizal y La Sierra. La fotografía que se incluye en la Figura I muestra un ejemplo de muchos que se tienen registrados.



**Figura I.** Zona inundada de la Ciudad de Villahermosa

Durante la época de avenidas los niveles del agua en los ríos aumentan notablemente, asimismo también el riesgo de superar su capacidad de conducción y que éstos se desborden en los tramos que pasan por la ciudad, ocasionando inundaciones en la zona; además, la pequeña pendiente de los cauces no permite un drenaje favorable de las zonas inundadas.

Para disminuir el riesgo de inundación por desbordamiento de los ríos, principalmente en los tramos que pasan por la ciudad, en los últimos años se han llevado a cabo diversos estudios, con los cuales se han diseñado y construido varias obras hidráulicas, entre las que destacan estructuras de control de avenidas y bordos de protección. Una de estas estructuras es la denominada El Macayo, localizada sobre el río Carrizal.

Anteriormente a la construcción de la estructura de control El Macayo, se había colocado una escotadura a lo ancho del cauce, conocida como estructura provisional; en la Figura II se incluye una fotografía del funcionamiento de dicha estructura.



**Figura II.** Escotadura funcionando

La escotadura estaba localizada en el mismo lugar donde hoy se encuentra la estructura de control en estudio, con la ubicación en coordenadas geográficas de  $17^{\circ} 57' 27''$  latitud norte y  $93^{\circ} 16' 51''$  longitud oeste; la escotadura tenía como objetivo producir un remanso hasta la bifurcación formada por los ríos Mezcalapa – Samaria – Carrizal, ocasionando con ello desviar parte del gasto que fluye por el río Carrizal hacia el cauce del río Samaria.

Posteriormente se construyó el canal de la margen izquierda, véase la Figura III, el cual forma parte de la estructura de control El Macayo, cuyo propósito es el mismo que tenía la escotadura, desviar gastos del río Carrizal por el río Samaria, pero con la alternativa de tener un control sobre los gastos que se descargan aguas abajo de la misma, los cuales fluyen hacia la ciudad de Villahermosa.



**Figura III.** Escotadura y canal de la margen izquierda

Es conveniente hacer notar que el río Carrizal afecta la capacidad de conducción del río La Sierra; por ello, al controlar el caudal del Carrizal, debe mejorar el funcionamiento del río La Sierra en el tramo final que se localiza antes de la confluencia.

El conocimiento adecuado de los gastos que descarga El Macayo, es útil para definir políticas de operación que eviten en la medida de lo posible el desbordamiento de los ríos que pasan por Villahermosa; lo anterior da lugar a plantear como objetivo el definir la ley de descarga de la estructura, con la cual se calcule de manera sencilla los gastos descargados en función de variables sencillas de determinar en campo.

Actualmente, existe una propuesta documentada sobre la ley de descarga de la estructura, presentada en Jiménez y Beresowsky (2009); sin embargo, dicho estudio fue realizado para un primer diseño de la estructura, el cual consistía en una cortina permeable a lo ancho del cauce, un canal sobre la margen izquierda con tres compuerta tipo radial 5 x 8 metros cada una, y un vertedor lateral en la margen derecha con 83 metros de longitud de cresta.

En el mes de septiembre de 2009, se inauguró el canal de la margen izquierda con las condiciones iniciales del proyecto; hoy en día, la estructura de control se encuentra funcionando completamente desde junio del año pasado, 2013, fecha de inauguración de la estructura de descarga en la margen derecha; sin embargo, el diseño final que presenta muestra que el proyecto fue modificado, pasando del vertedor lateral a un canal con 4 compuertas radiales sobre la margen derecha.

La ley de descarga propuesta para el diseño original sirvió durante el tiempo de construcción del canal de descarga de la margen derecha, pues durante este tiempo la estructura trabajó solamente con el canal de la margen izquierda, lo anterior puede observarse en la fotografía de la Figura IV.

Es por ello que en este trabajo se presenta el estudio realizado para obtener la ley de descarga de la estructura aplicable a sus características definitivas; con base en esta ley se podrán hacer estudios futuros que permitan predecir el funcionamiento del sistema hidráulico del cual forma parte la estructura El Macayo.



**Figura IV.** Funcionamiento de la estructura durante la construcción del canal de MD

Para lograr este objetivo, primeramente se debe comprender el entorno en el que se encuentra la estructura y cómo se verá afectado por el funcionamiento de la misma; así, en el primer capítulo se detalla el sistema hidráulico al que pertenece, comenzando con la descripción de su localización como parte de un sistema hidráulico, y se indica la importancia de contar con una ley de descarga para la estructura de control, tanto para su apropiada operación, como siendo una base importante de estudios futuros que busquen resolver los diferentes problemas que presenta el sistema hidráulico, al final del capítulo se describe con detalle el conjunto

de elementos que integran la estructura, así como las particularidades de cada uno de ellos, enfocándose principalmente a los que forman parte de los canales de descarga; incluyendo tanto el efecto del cambio de la forma geométrica a lo largo de ambos canales, como el debido a la presencia de los conjuntos de pilas empleadas para apoyar las compuertas radiales.

Conocido el contexto y espacio en el cual se encuentra la estructura, en el capítulo II se tratan los efectos que inducen ciertos comportamientos en el flujo, así como su localización; los elementos importantes en la determinación de las leyes de descarga, tales como cambios de geometrías, la forma de la nariz de las pilas, secciones de control y condiciones de fronteras se describen particularizándolos para los canales de la estructura, asimismo, se hace la aclaración que los cálculos a lo largo del trabajo se realizarán de manera que se cumpla con la hipótesis de flujo unidimensional y régimen permanente.

El método empleado en el trabajo para el cálculo de perfiles hidráulicos es el llamado Paso Estándar, dada las condiciones no prismáticas de los canales. Para ello se emplea una tabla de cálculo desarrollada con el programa EXCEL. Dicha tabla utiliza la función objetivo para resolver la ecuación de la energía entre dos secciones que están separadas una distancia conocida, proporcionando el tirante y la elevación de la superficie libre del agua en la sección donde se requiere, para continuar con el cálculo hasta los límites necesarios.

Asimismo, se hace un análisis de sensibilidad para cuantificar el efecto que inducen las pilas dentro de los canales y de la transición gradual al inicio de los mismos, sobre el perfil hidráulico; así también se describe el efecto que se presenta en la superficie libre del agua en las secciones cercanas a la nariz de las mismas, como consecuencia de la transición brusca que ocasionan las pilas en las secciones transversales de los canales.

Para determinar las pérdidas en la carga de energía se hace uso de la expresión propuesta por Hinds (1928), la cual requiere de un coeficiente por pérdida: para el valor de este coeficiente, se presentan los propuestos por diversos autores, y se procede a emplear algunos de ellos para hacer un análisis de incertidumbre en la determinación de las leyes de descarga.

Se presenta, además, la localización de las secciones en cada uno de los canales, empleadas para el cálculo de perfiles hidráulicos, de manera tal que se cumpla con la hipótesis de flujo unidimensional, concluyendo con los resultados del análisis de sensibilidad del coeficiente de pérdida en la entrada a las pilas.

La incertidumbre en el cálculo de perfiles hidráulicos, derivada del análisis de sensibilidad, da paso a un estudio experimental que tiene como objetivo la calibración y verificación del coeficiente por pérdida de energía en la entrada a las pilas, y del coeficiente por pérdida en la reducción gradual de los canales: para ello

fue necesario el desarrollo de trabajo en laboratorio con ayuda de un modelo hidráulico de la estructura de control, con escala geométrica 1:60.

Así, en el capítulo III se presentan los datos empleados para hacer las pruebas en el laboratorio, y la asignación de los puntos de medición de manera que se cumpla nuevamente con las hipótesis de flujo unidimensional; también la descripción de la manera como se hicieron las mediciones; además se presenta el procedimiento de ajuste de los coeficientes tanto para las pilas como para la transición gradual, utilizando cálculos de los perfiles hidráulicos obtenidos con las dimensiones del modelo como prototipo.

Una vez calibrados y ajustados los coeficientes de pérdida de energía por contracción gradual y por la obstrucción de las pilas al flujo, los valores obtenidos como resultados del estudio de laboratorio, son empleados en el capítulo IV, para hacer el cálculo de perfiles hidráulicos en los canales del prototipo, para diferentes gastos, con los cuales se obtienen las leyes de descarga; estas leyes son presentadas en función de la elevación en la superficie libre medida en sitios estratégicos.

Además, se emplea una parte de los datos obtenidos en una campaña de medición de campo realizada por la CONAGUA, para calcular los caudales que descarga cada uno de los canales de la estructura de control. En el Apéndice E que se anexa al final de este trabajo, se incluye el reporte técnico de dichas mediciones.

Finalmente, en el capítulo V se presentan las conclusiones obtenidas como resultado de la elaboración de este estudio, así como también algunas recomendaciones útiles para que, con otro estudio, se deduzcan las leyes de descarga de la estructura de control con la operación de las compuertas.

## I. Descripción del sistema hidráulico

La estructura de control El Macayo se localiza sobre el río Carrizal, el cual junto con el río Samaria son el resultado de la bifurcación del río Mezcalapa. Dicha bifurcación se encuentra a una distancia de 2.5 km aguas arriba de la estructura El Macayo, y 30 km aguas arriba de la ciudad de Villahermosa, Tabasco (ver el esquema de la Figura 1.1).

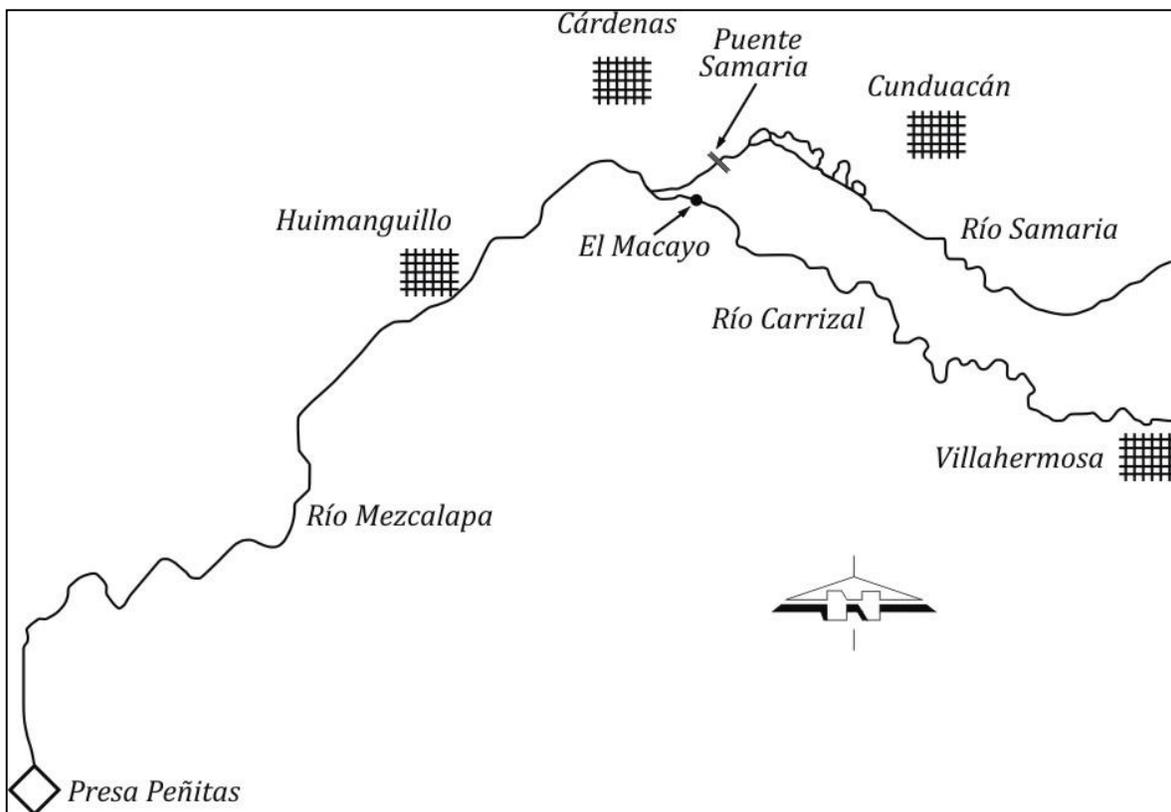
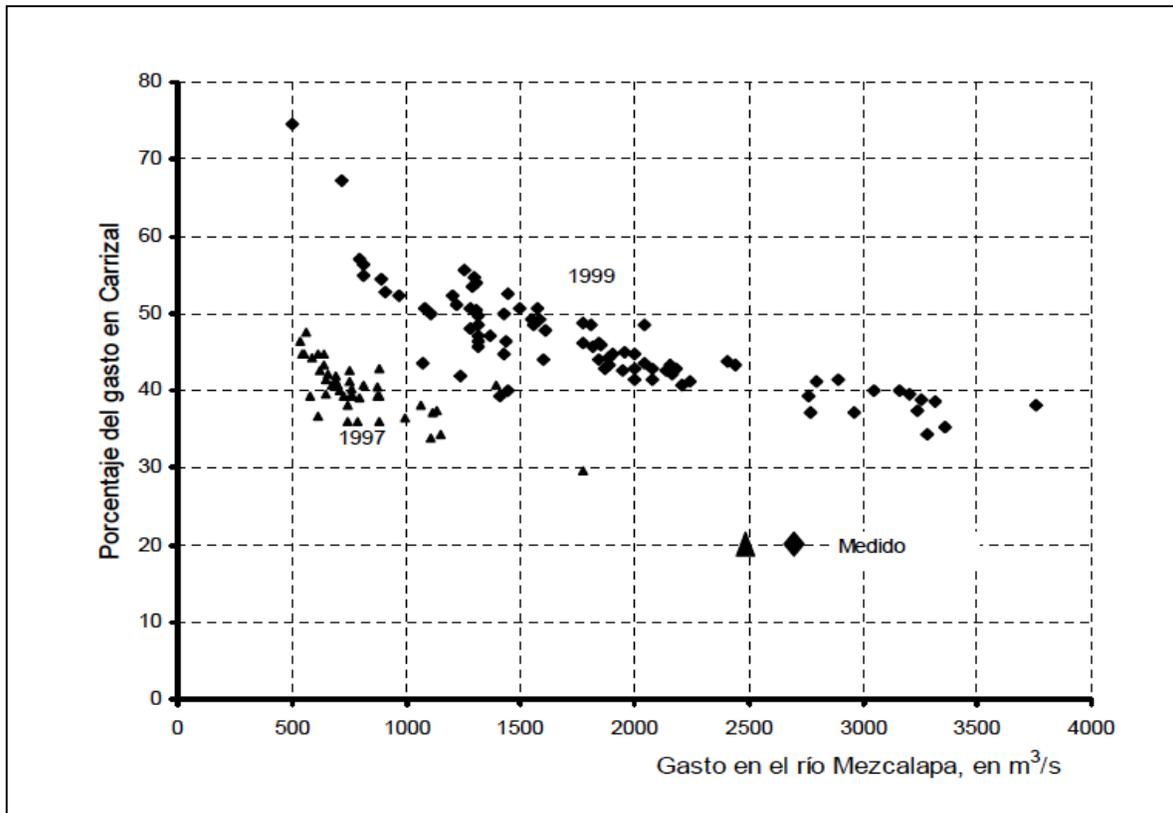


Figura 1.1. Esquema del sistema hidráulico

### 1.1 Antecedentes del funcionamiento hidráulico de la bifurcación

El caudal que es transportado por el río Mezcalapa, al llegar a la bifurcación se divide entre los cauces del río Carrizal y del río Samaria, lo hace siguiendo una ley de distribución de gastos, la cual se sabe que ha estado cambiando con el tiempo. Por ejemplo, se tienen registros de los años 1997 y 1999, donde se reporta el porcentaje del caudal que continuaba por el río Carrizal, con respecto al que llegaba a la bifurcación por el río Mezcalapa (ver Figura 1.2).



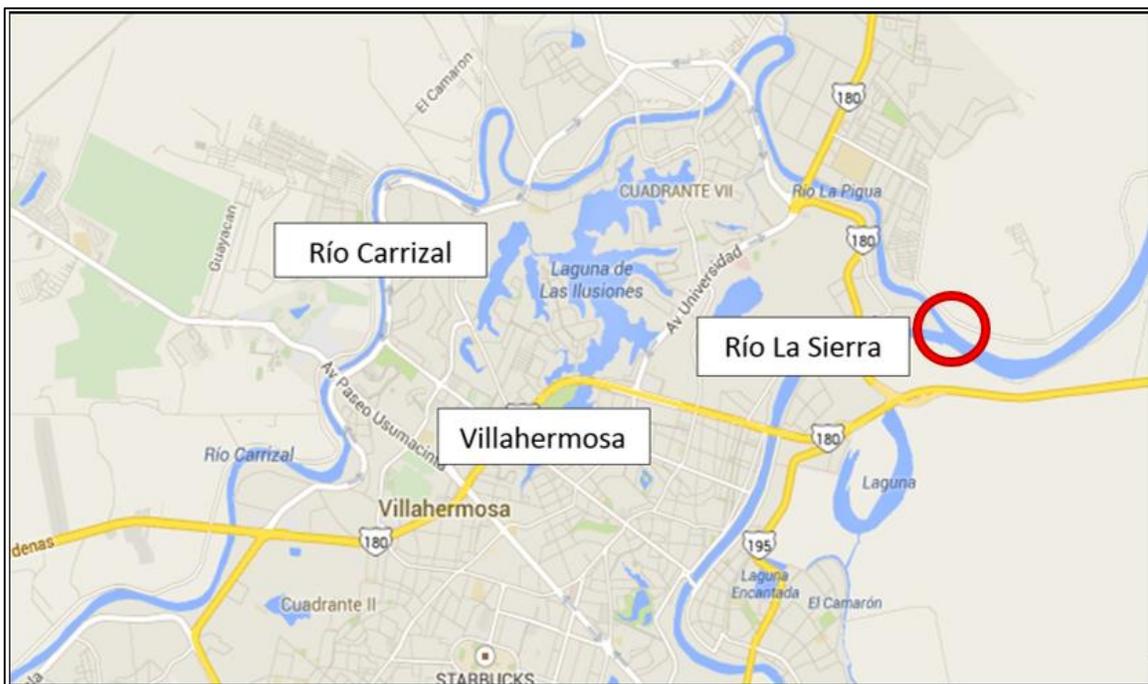
**Figura 1.2** Distribución de gastos en el río Carrizal en función al conducido por el Mezcalapa

Los aforos realizados en el año de 1997 demostraron que para gastos menores sobre el río Mezcalapa, el porcentaje que se derivaba por el Carrizal era mayor que cuando el Mezcalapa conducía gastos grandes; es decir, a mayores gastos sobre el Mezcalapa, el río Carrizal tenía la tendencia a disminuir su capacidad de captación; además, se notó que posteriormente a la presencia de una tormenta que ocasionó el desbordamiento del río Carrizal y consecuentemente la inundación de la ciudad de Villahermosa, la capacidad de conducción en los ríos Samaria y Carrizal habían cambiado con respecto a la registrada en el año de 1997, provocando que aumentara el porcentaje del gasto del Mezcalapa que continuaba por el Carrizal; se dice que la principal consecuencia de este cambio en la ley de distribuciones del gasto de la bifurcación se debió a un posible azolvamiento en la

entrada del Samaria; esta hipótesis fue fundamentada por la aparición de islas en el tramo inicial del Samaria. Al respecto, en Jiménez *et al* (2008) se presenta la descripción de este funcionamiento hidráulico de la bifurcación, cuya explicación está basada en la hipótesis de que el tramo inicial del río Samaria se azolvó durante el paso de una avenida extraordinaria.

Bajo este contexto, con el objetivo de disminuir el riesgo de que se desborde el río Carrizal e inunde una parte de la ciudad de Villahermosa, se construyó la estructura de control El Macayo. Para ello, mientras se hacían los correspondientes estudios y la elaboración del proyecto ejecutivo, se comenzó con la construcción de una escotadura en el sitio donde actualmente se tiene la estructura de control; después, se construyó el canal de la margen izquierda, y al final el de la margen derecha. Las características de estos canales se describen en el capítulo siguiente.

Como comentario al margen, es conveniente aclarar que el hecho de limitar la capacidad máxima de conducción del río Carrizal, no es suficiente para proteger a la ciudad de Villahermosa, puesto que casi donde termina de cruzar el río Carrizal por la ciudad, se tiene un afluente, que es el río La Sierra (ver Figura 1.3). Se sabe que cuando aumenta el gasto del río Carrizal, se afecta la descarga de su afluente, ocasionando así un remanso hacia aguas arriba sobre el cauce del río La Sierra; en consecuencia los bordos de éste afluente pueden ser rebasados en algún tramo, lo que también da lugar a que se inunde una parte de la ciudad. Es por ello que también se han hecho estudios para construir otras estructuras de control, que ayuden a proteger el desbordamiento de los ríos y evitar las consecuentes inundaciones principalmente en Villahermosa.



**Figura 1.3** Confluencia de los ríos Carrizal y La Sierra

## 1.2 Definición del sistema hidráulico

La estructura El Macayo tiene influencia directa en el porcentaje de gasto que es derivado hacia el cauce del río Carrizal; el efecto es mayor cuando se operan las compuertas de la estructura de control, ya que ello produce mayores incrementos del nivel del agua en el tramo comprendido entre la bifurcación y la estructura, como consecuencia de la obstrucción que causa ésta al flujo.

Una manera sencilla y confiable de conocer el efecto de la estructura El Macayo en la distribución de caudales en la bifurcación, se basa en definir un sistema hidráulico que está integrado por los ríos Mezcalapa – Samaria – Carrizal. La importancia de conocer la capacidad máxima de conducción de los ríos, especialmente del río Carrizal, permite establecer políticas de operación de la estructura El Macayo, para disminuir el riesgo de que se exceda su capacidad de conducción, y así evitar que se desborde el río.

Los límites del sistema hidráulico se definen de manera que se puedan conocer las condiciones de frontera que rigen a los mismos, tales como: el hidrograma de gastos desfogados por la presa Peñitas, el cual presentaba variaciones a lo largo del día, ocasionados por la variación de las descargas horarias de la planta; actualmente ese gasto tiende a ser más constante, ya que la generación en la central ha cambiado. En cuanto al río Samaria, en el puente Samaria se tiene una estación de aforo, lo que permite definir la condición de frontera de ese brazo. Con respecto al río Carrizal, lo más adecuado es emplear la estructura de control como condición de frontera, por ello es indispensable obtener la ley de descarga de la estructura.

## 1.3 Modelación numérica del funcionamiento hidráulico del sistema

El estudio del funcionamiento hidráulico del sistema en análisis, se basa en utilizar un modelo numérico de flujo unidimensional a superficie libre en régimen no permanente. En la actualidad se dispone de gran variedad de programas computacionales para modelar diferentes sistemas hidráulicos, que buscan representar y predecir el comportamiento hidráulico de los mismos bajo diferentes posibles escenarios. Uno de estos paquetes de cómputo fue desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, y ha sido empleado para el análisis de diferentes sistemas de ríos, entre ellos se encuentra la bifurcación compuesta por los tres tramos de los ríos Mezcalapa – Samaria - Carrizal. En *Jiménez et al (2008)* se explica con cierto detalle las bases y el empleo de dicho modelo para estudiar el funcionamiento hidráulico del sistema Mezcalapa – Samaria - Carrizal.

#### 1.4 Efectos de la estructura

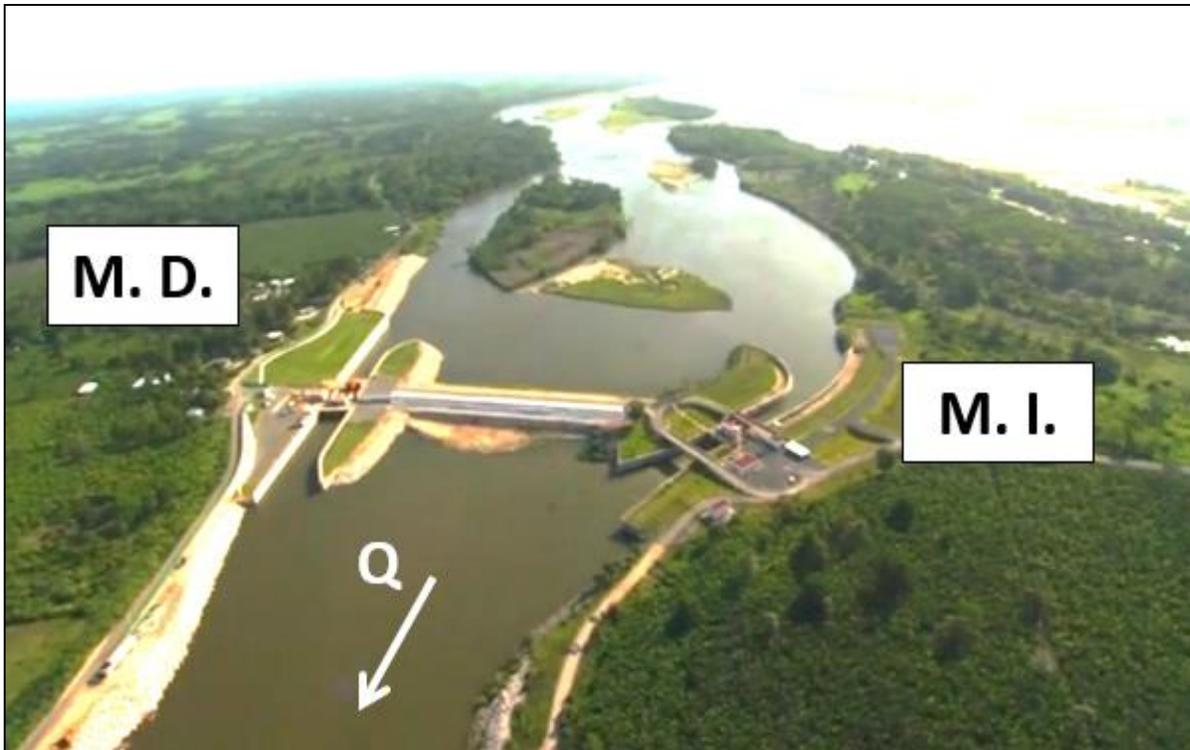
Actualmente, se ha dicho que el porcentaje de gasto derivado por el cauce del río Carrizal ha disminuido notablemente, lo que conlleva a pensar que puede deberse a un posible azolvamiento del tramo comprendido entre la bifurcación y la estructura de control. Por tal motivo, existe la necesidad de realizar estudios actuales que ayuden a determinar los porcentajes de derivación en la bifurcación; para poder realizar dichos estudios de este problema de sedimentación, es fundamental disponer de la ley de descarga de la estructura de control El Macayo, con la cual se puedan determinar los niveles que se estarán presentando en las secciones cercanas a la bifurcación, y emplearlos en la determinación de la nueva distribución de caudales en la bifurcación.

Es normal que los gastos descargados por Peñitas varíen a lo largo del día en función de la demanda horaria que satisface la central, por ello, se tienen condiciones de flujo no permanente a lo largo de los ríos Mezcalapa - Samaria - Carrizal; es decir, el caudal y la elevación de la superficie libre del agua están oscilando la mayor parte del tiempo, (ver Jiménez *et al*/2008). Se sabe que el cambio en el tiempo de la elevación de la superficie libre del agua a lo largo de estos ríos es un factor importante para que el talud de las márgenes disminuya su estabilidad, por lo que es común observar desprendimientos en ambas márgenes de los tres ríos que forman el sistema hidráulico; el material desprendido es transportado y depositado posteriormente en tramos de menor pendiente o velocidades bajas, ocasionando con ello problemas de azolvamiento y cambios en el comportamiento hidráulico del sistema. Con respecto a este problema, puesto que con la estructura El Macayo se regula la variación del caudal, las variaciones de la superficie libre del agua disminuyen notablemente, lo que hace que disminuya la falla de taludes en el tramo del río Carrizal que se encuentra aguas abajo de El Macayo.

La descripción presentada en este capítulo permite tener una idea clara de la importancia que representa conocer el gasto que se deja pasar durante la operación de la estructura, lo que reafirma la necesidad de conocer las leyes de descarga de El Macayo.

#### 1.5 Descripción de la estructura de control

El Macayo es una estructura de control formada por dos canales de descarga, desplantados sobre cada margen del río Carrizal y una cortina a lo ancho de su cauce, la cual tiene una elevación de corona de 22 msnm. En la Figura 1.4 se presenta una fotografía de la estructura en estudio.



**Figura 1.4** Estructura de control El Macayo

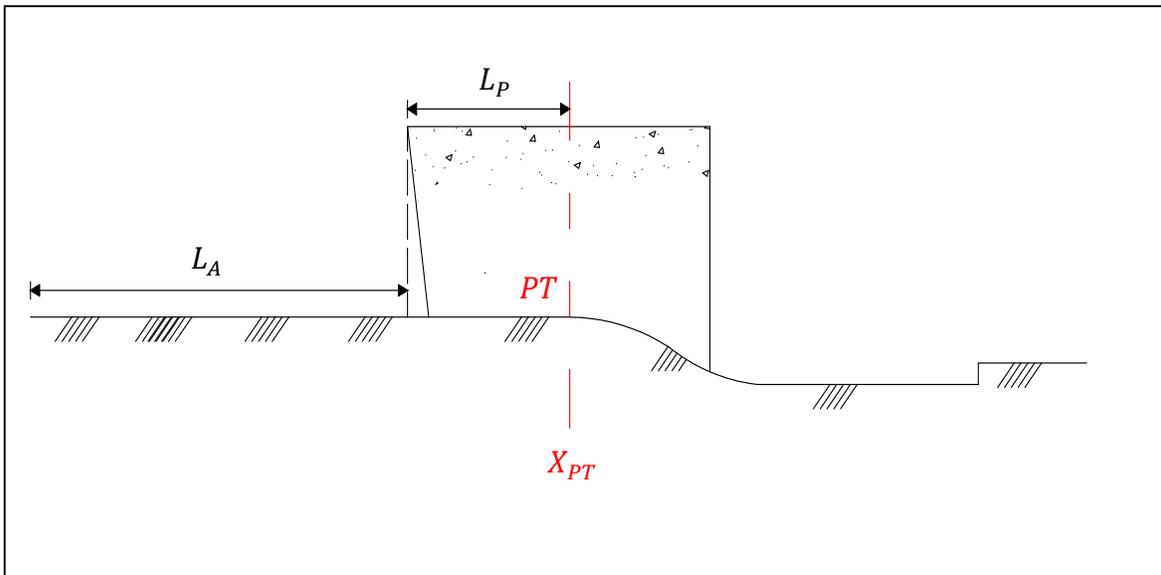
Ambos canales están formados por: una canal de llamada, un grupo de pilas donde se apoyan compuertas de tipo radial que controlan la descarga del flujo y un tanque amortiguador, cuya finalidad es la de disipar la energía por medio de un salto hidráulico, para entregar el flujo en condiciones admisibles al río, la entrega se realiza a través de un canal de descarga.

En la Figura 1.5 se incluye el esquema del perfil longitudinal donde se indican las principales características geométricas de cualquiera de los dos canales; a continuación se describen con detalle cada uno de ellos.

Los dos canales de llamada tienen plantillas horizontales ( $S_0 = 0$ ), a una elevación de 12 msnm, en la entrada de los mismos se presenta una transición gradual convergente; que en el caso del canal de la margen derecha dicha transición tiene una longitud de 50.88 m, a lo largo de la misma el talud del muro lateral en la margen derecha permanece perpendicular a la plantilla ( $k_D = 0$ ), y es el talud de la margen izquierda ( $k_I$ ) el que varía a lo largo de la transición; posteriormente a la reducción gradual, el canal de llamada es prismático, en una distancia de 34.12 m, con sección de forma rectangular; después se tiene el conjunto de pilas que sostienen las compuertas; la distancia desde el inicio del canal de llamada hasta la entrada a las pilas ( $L_A$ ) es de 85 m.

El canal de llamada de la margen izquierda está formado por una transición gradual cuya longitud es de 166.3 m; en este caso los dos muros laterales presentan

variación en sus taludes, reduciéndose hasta quedar perpendiculares a la plantilla; continua con sección rectangular hasta la entrada a las pilas, cuya distancia es de 32 m; la distancia  $L_A$  del canal de margen izquierda es de 198.3 m.



**Figura 1.5** Componentes del perfil longitudinal de los canales

Las pilas que son utilizadas para apoyar las compuertas, y que producen una transición brusca en las secciones transversales de los canales, son del tipo desplomadas para el canal de la margen izquierda; estas pilas tienen semejanza a la forma de la proa de un barco con la finalidad de reducir el efecto de las pilas en el flujo, a la entrada de las mismas, provocando un efecto particular del perfil del agua en las cercanías de la nariz (entrada de pila), lo que ocasiona la presencia de un flujo tridimensional en esa zona.

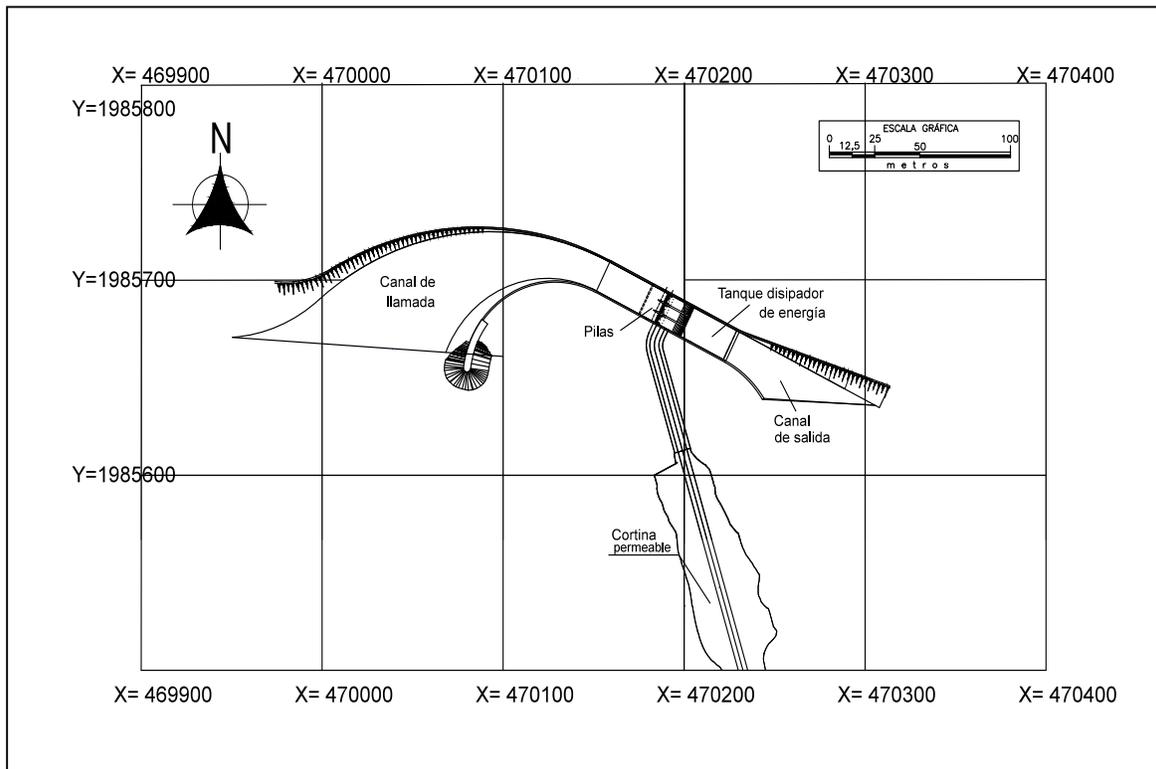
En el canal de la margen izquierda se cuenta con tres compuertas de 5 metros de ancho, apoyadas sobre dos pilas de 1 metro de ancho cada una, el radio de la compuerta es de 8.6 m y la altura del perno es de 4.8 m con respecto a la plantilla del canal. La longitud de las pilas es de 28.27 m; éstas terminan en el punto de tangencia (PT) justo al inicio de la curva vertical, la distancia,  $L_P$ , desde la nariz de las pilas hasta el punto PT es 28.27 m.

El canal de la margen derecha cuenta con cuatro compuertas radiales de 5 m de ancho, 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; sin embargo, la longitud  $L_P$  de este canal es de 32.3 m, lo que implica que el punto de tangencia se localiza dentro de las pilas, y éstas terminan sobre la curva vertical, aguas abajo de PT.

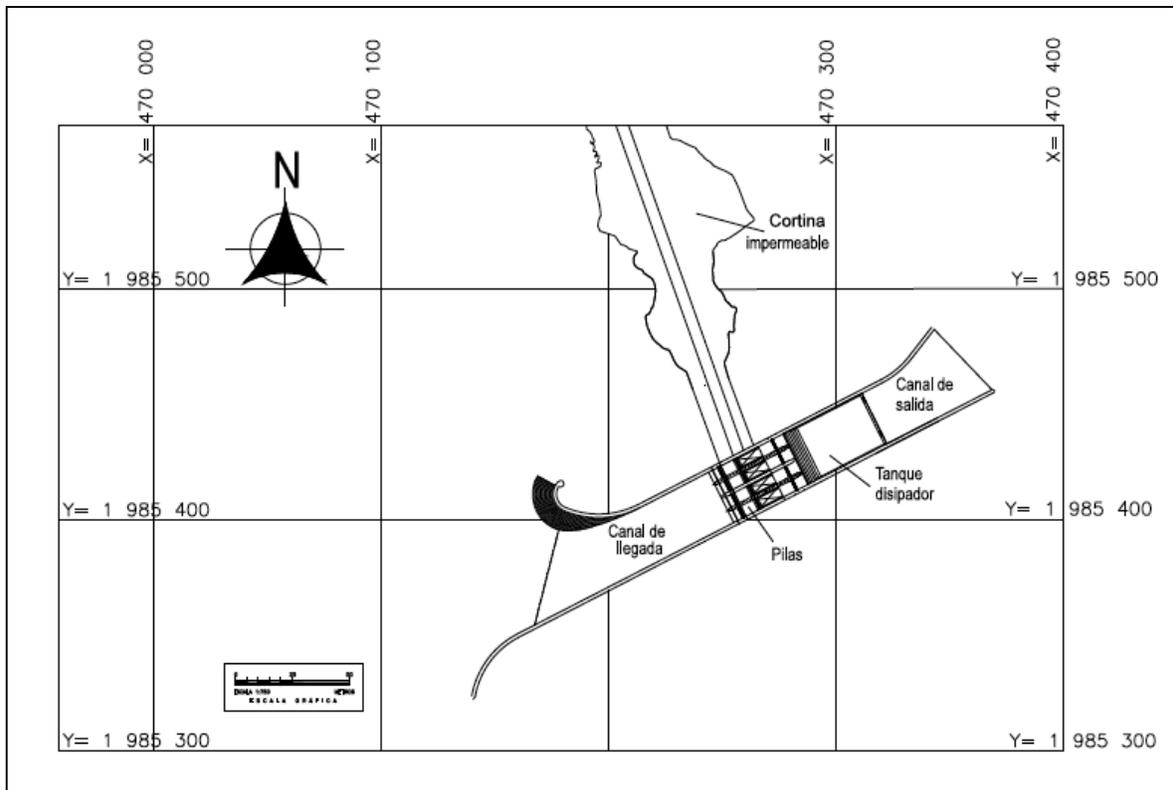
Para el caso de los tanques disipadores de energía sus plantillas se encuentran a una elevación de 8 msnm y entregan el agua al río Carrizal por medio de los canales de salida, cuya platilla en el caso del canal de la margen izquierda sigue conservando la elevación y el cambio de régimen del agua lo lleva a cabo por medio de dentellones, además cuenta con secciones rectangulares constantes a lo largo de 14 m; por otro lado, la elevación del canal de entrega en el tanque de la margen derecha corresponde a 10.5 msnm y su longitud de secciones constantes es de 13.5 m.

Ambos canales de descarga tienen una ampliación gradual antes de entregar el agua al cauce del río Carrizal, para esta transición en el primer canal se presentan cambios en ambos taludes, mientras que para el segundo sólo varía el talud de la margen izquierda ( $k_l$ ).

A continuación se presenta la vista en planta de una versión simplificada de los planos de ambos canales en la estructura de control El Macayo; en la Figura 1.6 se observa el canal de la margen izquierda, cuyo plano original fue elaborado por Comisión Federal de Electricidad, y en la Figura 1.7 se incluye el canal de la margen derecha, cuyo plano original fue elaborado por Consultoría Integral en Proyectos de Ingeniería S. C.



**Figura 1.6** Versión simplificada del plano del canal de la margen izquierda, El Macayo



**Figura 1.7** Versión simplificada del plano del canal de la margen derecha, El Macayo



## II. Análisis de incertidumbre en el cálculo de las leyes de descarga

La capacidad de descarga de los canales que se estudian en el presente trabajo depende de varios factores, como los siguientes: la rugosidad de las paredes del canal, la forma de la sección transversal, la pendiente de la plantilla, la presencia de pilas y los cambios de dirección. En este trabajo se estudian principalmente tres tipos de efectos que intervienen en la capacidad de conducción: el más importante de ellos corresponde al remanso que produce cada grupo de pilas; el segundo toma en cuenta los efectos de transición que se tienen en los canales de llamada; y el tercero se refiere a la resistencia al flujo.

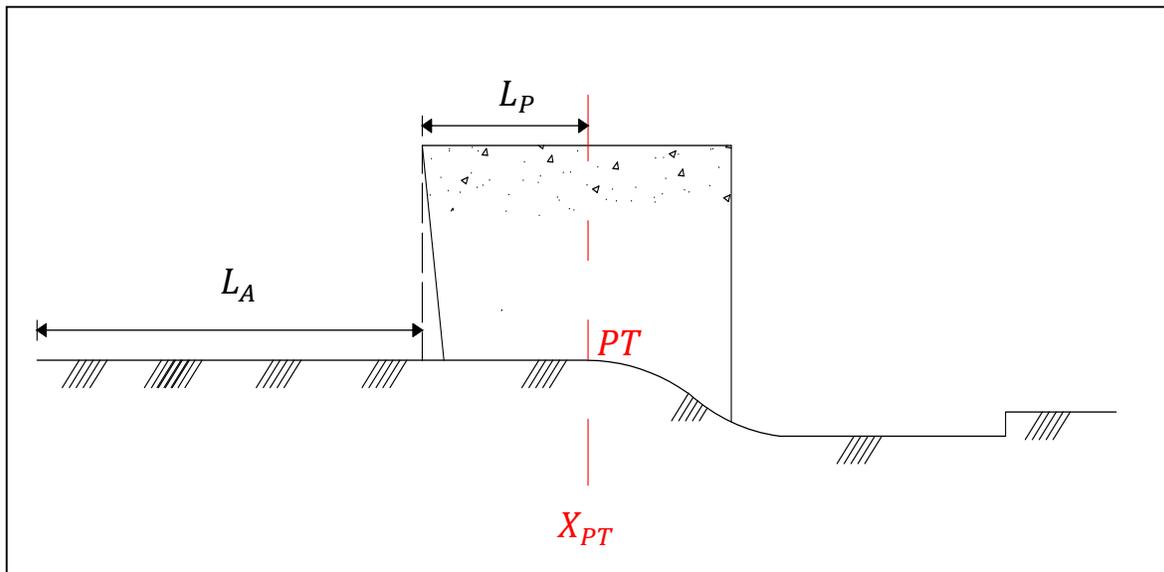
### 2.1 Descripción del funcionamiento hidráulico de los canales

El tramo del río Carrizal que está comprendido entre la bifurcación y la estructura de control, presenta cambios notables en el ancho de sus secciones transversales; éstas varían desde los 200 hasta los 400 m; sin embargo, al llegar a la estructura el caudal que transporta el río se encuentra con una barrera que obstruye el paso del agua por medio de aberturas controladas con compuertas.

El caso donde se presenta la mayor abertura que permite dejar pasar un determinado gasto se trata de una condición de operación particular, para la cual todas las compuertas de la estructura se encuentran totalmente abiertas, lo que permite tener un ancho total de 35 m con ambos canales, que corresponde a las secciones donde se localizan las pilas.

Como consecuencia de esta notable reducción en el ancho de las secciones, se produce un remanso del flujo, que afecta las condiciones del mismo hacia aguas arriba de la estructura; además, debido a la pequeña pendiente natural que presenta el cauce, este remanso ocasiona a su vez que las velocidades disminuyan en esa zona, con flujo en régimen subcrítico a lo largo del tramo en cuestión.

Bajo estas condiciones el agua entra a los canales de llamada, cuya plantilla es horizontal, manteniéndose dentro del régimen subcrítico a lo largo de los tramos denotados como  $L_A$  y  $L_P$ , hasta llegar al punto de tangencia  $PT$ , donde aguas abajo se tiene una curva vertical (ver figura 2.1), lo que ocasiona un cambio de régimen de subcrítico a supercrítico por lo que teóricamente en dicha sección,  $X_{PT}$ , se presenta el tirante crítico, razón por la que se acepta que esta sección puede ser empleada como de control, definida por el régimen crítico.



**Figura 2.1** Características del perfil longitudinal de los canales

La manera tradicional de obtener la ley de descarga de cada canal, se base en hacer el cálculo de perfiles hidráulicos; para ello se considera que es válida la hipótesis de flujo unidimensional en régimen permanente y gradualmente variado; con base en esta hipótesis se realiza el cálculo de perfiles hidráulicos en cada uno de los canales, con cuyos resultados se obtienen las correspondientes leyes de descarga.

El cálculo de perfiles hidráulicos para flujo gradualmente variado permite conocer la variación del tirante a lo largo del canal; para ello se dispone de varios métodos: unos se basan en el empleo de tablas, otros en gráficas y los más recientes emplean métodos numéricos para resolver la ecuación de la energía para el flujo en canales; además existe software. Con respecto a los actuales métodos de cálculo de perfiles, éstos se dividen en dos grupos:

a) Los que buscan conocer la localización de un tirante o elevación de la superficie libre del agua, cuyo valor es conocido. De este grupo el método más empleado es el llamado de Paso Directo; sin embargo, éste tiene la desventaja de ser aplicable sólo a canales prismáticos.

b) El segundo grupo tiene por objetivo calcular el tirante o bien la elevación de la superficie libre del agua, teniendo como datos las características de la sección donde se desea conocer dicho valor; el método de Paso Estándar es el más recomendable y tiene la ventaja de poder ser empleado para canales tanto prismáticos como no prismáticos.

En el capítulo anterior se presenta la descripción de los canales en estudio, donde se aclara que éstos tienen cambios en la geometría de sus secciones transversales a lo largo de su longitud, y también cuentan con la presencia de pilas que imponen una geometría particular donde se ubican las mismas; por lo tanto son clasificados como canales del tipo no prismático. Debido a las condiciones no prismáticas de los canales, el presente trabajo emplea el método de Paso Estándar para el cálculo de los perfiles hidráulicos que se presenten en su desarrollo.

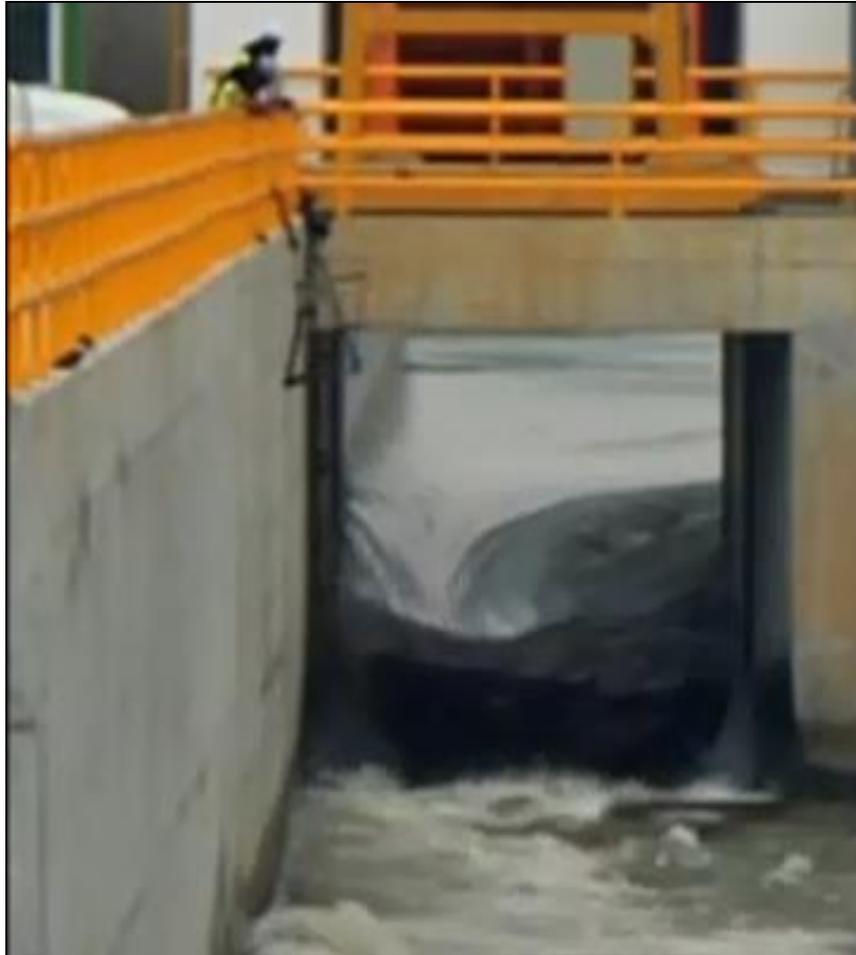
Para iniciar el cálculo del perfil hidráulico se debe conocer la localización de una sección de control; para ambos canales esta sección se encuentra en sus respectivos puntos de tangencia ( $X_{PT}$ ); además, por las características del régimen subcrítico que se presenta dentro de los canales de llamada, el cálculo se realizará en dirección hacia aguas arriba, desde la sección de control.

Como se recordará, los canales de llamada tienen plantilla horizontal, por lo que el perfil que se obtendrá en este sentido será del tipo H2, y el cálculo se hará hasta una sección aguas arriba de la entrada de los canales de llamada, es decir, en una sección transversal dentro del cauce del río Carrizal.

## 2.2 Efecto de las pilas en el perfil hidráulico

Las pilas que sirven de apoyo a las compuertas radiales afectan notablemente el paso del flujo; por ejemplo, en la vecindad de la nariz de las pilas se producen disturbios en la superficie libre del agua, como los que se notan en la fotografía que se incluye en la Figura 2.2, donde se observa que hacia aguas arriba hay la presencia de un remanso, y hacia aguas abajo se forman ondas del tipo estacionario.

Existen varios métodos recomendados para calcular el remanso producido por las pilas en la superficie libre del agua (ver por ejemplo Sturm, 2010). Sin embargo, una manera sencilla de hacer el cálculo se basa en incluir el término de pérdida local por contracción en la ecuación de la energía; para ello se ha considerado conveniente utilizar la ecuación propuesta por Hinds (1928), la cual es ampliamente recomendada en la literatura técnica.



**Figura 2.2** Efectos de las pilas en la superficie libre del agua

La expresión propuesta por Hinds permite calcular la pérdida de energía local en función de las cargas de velocidades antes y después de la contracción; las velocidades deben pertenecer a secciones donde se cumpla en forma adecuada con la hipótesis de flujo unidimensional. La expresión propuesta por Hinds es la siguiente

$$h_{lj} = C_0 \left[ \frac{V_{j+1}^2}{2g} - \frac{V_j^2}{2g} \right] \quad (A.5)$$

En la expresión anterior el valor del coeficiente  $C_0$  depende de las condiciones en la forma del contorno a la entrada de la transición.

Se han realizado diversos estudios con la finalidad de determinar el valor de este término, con los cuales se han logrado proponer valores de  $C_0$  para contracciones que dependen de diferentes características físicas en la entrada; por ejemplo: en

Sotelo (1989), se hace referencia a valores de  $C_0$  obtenidos por Formica (1955) en contracciones bruscas de secciones transversales rectangulares, recomendando 0.6 cuando la transición es de tipo cilíndrica o elíptica en los bordes de la transición; Chow (1959) advierte que puede alcanzar valores de 0.3 o mayores a éste; Press (1965) por su parte asigna valores entre 0.3 y 0.4 cuando la forma es abocinada.

Por otra parte, en Lozoya (1981) se recomienda  $C_0 \cong 0.0$  para pilas que presenten curvatura en la nariz; mientras que en el manual de referencia del modelo HEC-RAS 2010 se propone que en caso de tenerse una contracción gradual se utilice el valor  $C_0 = 0.1$ ; mientras que para los casos donde existen cruces de ríos con pilas de puentes carreteros se emplee  $C_0 = 0.3$ , y 0.6 en caso de tener transiciones bruscas.

Como puede observarse existe incertidumbre en los valores del coeficiente por pérdida en la contracción producida por las pilas, dicha incertidumbre se vería reflejada en el cálculo de los perfiles hidráulicos si se decidiera emplear alguno de estos valores, lo que también afectaría la precisión en el cálculo de la ley de descarga de los canales. Dicha variación se debe a que los coeficientes han sido determinados para ciertas características físicas en la entrada de las contracciones bruscas empleadas en la obtención de cada uno de ellos.

Para conocer los efectos que produce el valor del coeficiente  $C_0$  en el perfil hidráulico calculado, se hace un análisis de sensibilidad para el mismo, realizando el cálculo de los perfiles con ayuda de una tabla de cálculo desarrollada en EXCEL. Se hace la aclaración que en el Apéndice A de este trabajo se describe con detalle el método de Paso Estándar para el cálculo de perfiles hidráulicos en canales no prismáticos, junto con el método numérico de Newton – Raphson para resolver la ecuación de la energía en el cálculo de perfiles hidráulicos en régimen subcrítico; además, se incluye la verificación de los cálculos obtenidos de la tabla de cálculo con base en mediciones hechas en laboratorio por Bateman et al (1991).

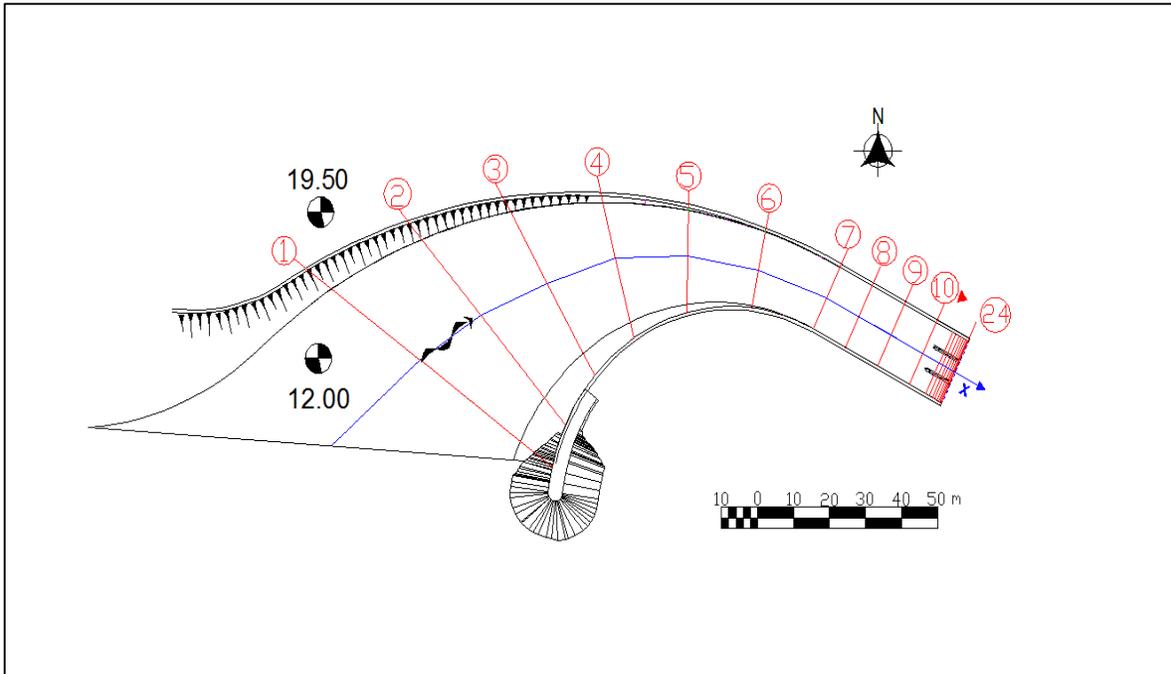
### 2.3 Canal de la margen izquierda

Para el cálculo de los perfiles hidráulicos en el canal de margen izquierda se utilizaron 24 secciones transversales, las cuales fueron seleccionadas de manera que la dirección de la velocidad media del flujo fuera perpendicular a ellas, y donde no se presentaran efectos tridimensionales, es decir, distribuciones de velocidades no uniformes, de manera que las secciones empleadas cumplan con la hipótesis de flujo unidimensional.

El orden de asignación en las secciones es en la dirección del flujo, de manera que la sección dentro del cauce del río Carrizal es la sección  $X_{j=0}$ , lo que permite definir el inicio del cadenamamiento a lo largo del canal; la primera sección dentro del canal es la definida como  $X_{j=1}$ , con  $\Delta X_{j=1}$  de 100 m; es decir, entre la sección 0 y la sección 1 existe una distancia de 100 m; así sucesivamente hasta llegar a la sección 24

adjudicada a la sección de control en el punto de tangencia  $PT$ , que se localiza justo a la salida de las pilas, a la que le corresponde el cadenamiento  $X_{j=24} = 280.5 \text{ m}$ .

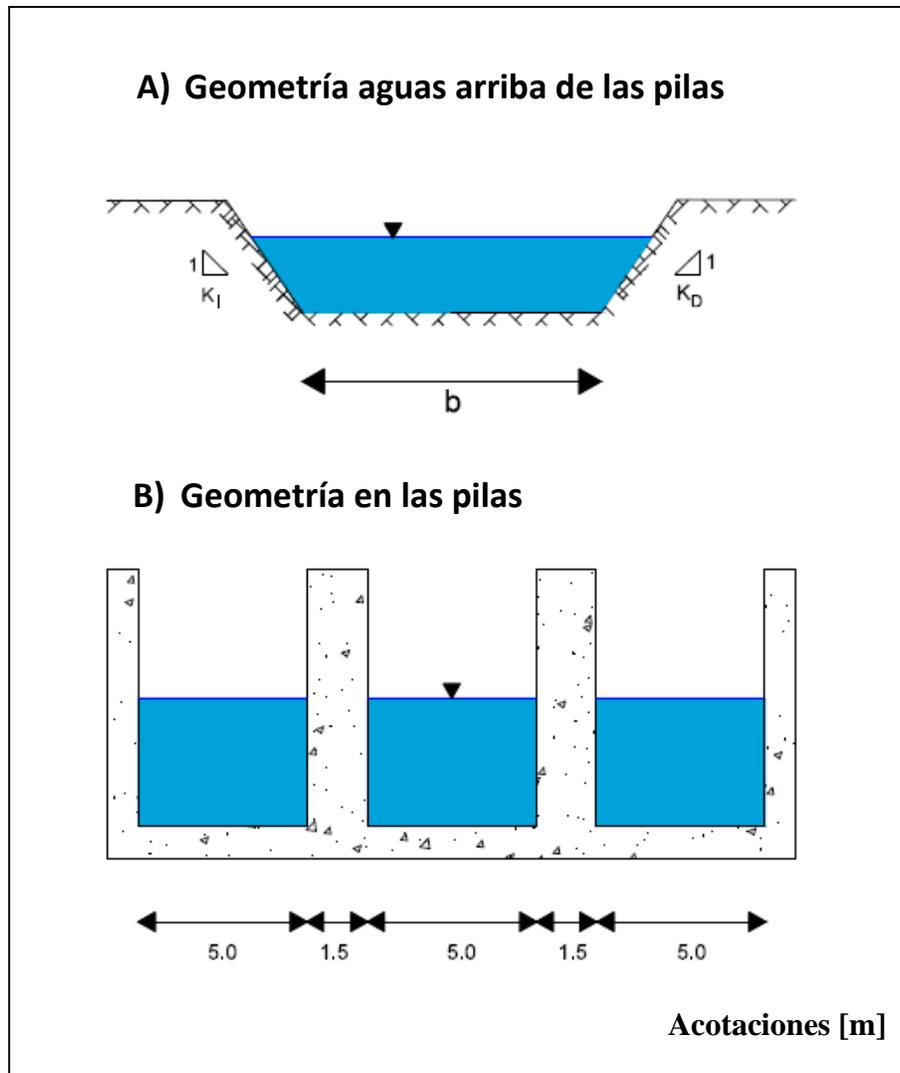
En la Figura 2.3 se presenta la vista en planta del canal de la margen izquierda con la localización de las secciones empleadas para el cálculo del perfil hidráulico.



**Figura 2.3** Secciones transversales en el canal de Margen Izquierda

En la Figura 2.4 se incluye tanto la sección transversal tipo del tramo inicial del canal, en la curva horizontal, como las de las secciones que están en el tramo de las pilas. Así, al inicio del canal se cuenta con una transición gradual de secciones trapeciales, entre las secciones  $X_{j=1}$  y  $X_{j=7}$ ; posteriormente se tienen secciones rectangulares hasta llegar a las pilas,  $X_{j=10}$ , por lo que para las secciones localizadas sobre  $L_A$  les corresponde la geometría general observada en la parte A de la Figura 2.4.

Por otro lado, en la parte B de la Figura 2.4 se presenta la geometría de las secciones localizadas dentro de las pilas a lo largo de la longitud  $L_P$ , desde la sección  $X_{j=11}$  hasta la  $X_{j=24}$ .



**Figura 2.4** Secciones transversales tipo en el Canal de M.I.

En la Tabla 2.1 se reportan las características principales que definen cada sección transversal; éstas son: ancho de la plantilla,  $b$ ; talud del muro lateral de la margen izquierda,  $k_I$ ; talud del muro lateral de la margen derecha,  $k_D$ ; así como la localización de cada sección con base en el cadenamiento a lo largo del canal. Cabe recordar que la sección  $X_{j=0}$ , es la sección localizada dentro del cauce del río Carrizal, aguas arriba de la entrada al canal, a una distancia de 100 m de la primera sección dentro del canal.

El cálculo del perfil hidráulico se iniciará a partir de la sección de control, localizada en el punto de tangencia, en sentido contrario al flujo, hasta una sección aguas arriba de la entrada a los canales, es decir dentro del cauce del río Carrizal. Este cálculo permitirá cuantificar el efecto del valor de  $C_0$  en las leyes de descarga de los canales.

**Tabla 2.1** Características de las secciones transversales en el canal de M.I.

Sección	$X$	$b$	$k_I$	$k_D$
	[m]	[m]		
24	280.5	15.00	0.000	0.000
23	280.4	15.00	0.000	0.000
22	280.2	15.00	0.000	0.000
21	279.9	15.00	0.000	0.000
20	279.5	15.00	0.000	0.000
19	279.0	15.00	0.000	0.000
18	278.3	15.00	0.000	0.000
17	277.5	15.00	0.000	0.000
16	276.5	15.00	0.000	0.000
15	274.5	15.00	0.000	0.000
14	270.5	15.00	0.000	0.000
13	266.5	15.00	0.000	0.000
12	262.5	15.00	0.000	0.000
11	257.5	15.00	0.000	0.000
10	247.5	17.00	0.000	0.000
9	237.5	17.00	0.000	0.000
8	227.5	17.00	0.000	0.000
7	220.0	17.00	0.000	0.000
6	200.0	18.01	0.082	0.020
5	180.0	22.45	0.274	0.093
4	160.0	29.68	0.530	0.223
3	140.0	39.58	0.824	0.431
2	120.0	51.04	1.194	0.691
1	100.0	63.81	1.439	1.041
0	0.0	500.00	0.000	0.000

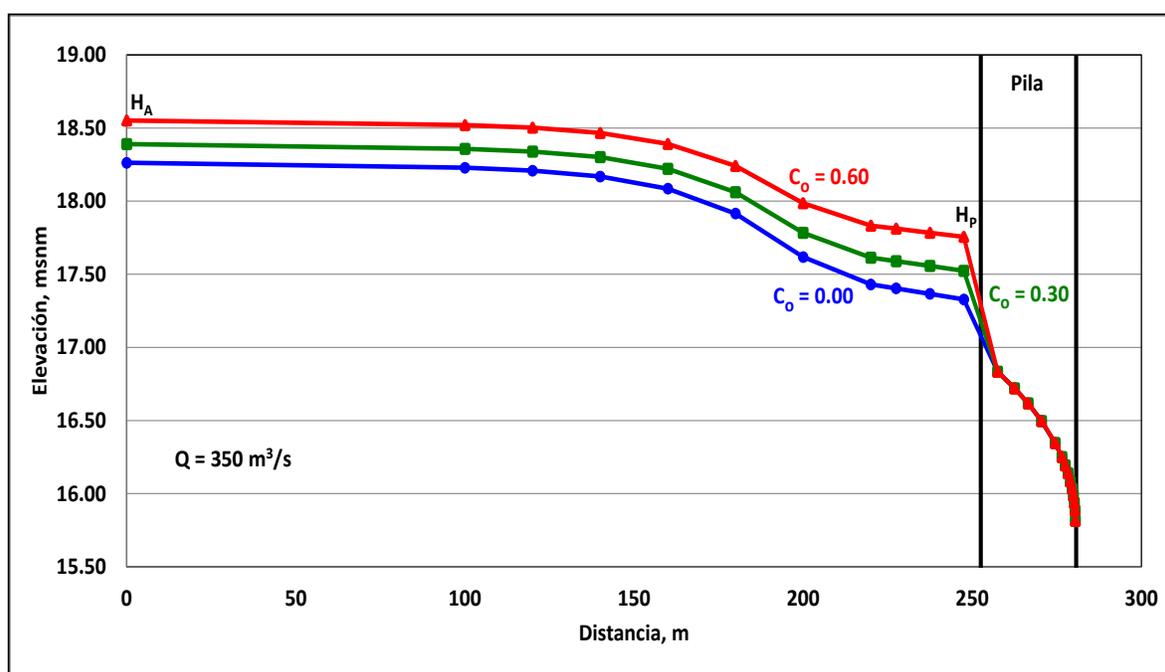
El gasto con el que se realizaron los cálculos de los perfiles hidráulicos corresponde al gasto de diseño del canal, que es de 350 m<sup>3</sup>/s.

Para el valor del coeficiente de rugosidad de Manning,  $n$ , se empleó un valor de 0.030; este valor es aproximado, puesto que no se conocen las condiciones actuales de la plantilla del canal; sin embargo, en el capítulo 4 se realiza un análisis de sensibilidad para estimar el efecto de la incertidumbre generada por este coeficiente.

También es importante mencionar que el coeficiente,  $C_0$ , de pérdida de energía en la contracción gradual al inicio del canal, se considerará de 0, sólo en los cálculos para el análisis de sensibilidad de este mismo coeficiente en la contracción brusca provocada por las pilas.

Con los datos anteriores, se realizaron los cálculos de perfiles hidráulicos asignando tres diferentes valores al coeficiente de pérdida por contracción brusca; dichos valores fueron elegidos de manera que se tuviera una idea global de la incertidumbre que se tiene con respecto al valor de  $C_0$ ; los valores elegidos fueron: 0.00, Lozoya; 0.30 y 0.60, propuestos en el Manual del programa HEC-RAS (2010), para el cruce de ríos con pilas de un puente y para contracciones bruscas, respectivamente.

En la Figura 2.5 se incluyen los perfiles obtenidos utilizando cada uno de los coeficientes,  $C_0$ ; en la Tabla 2.2 se reportan los niveles del agua calculados que definen los correspondientes perfiles hidráulicos. Se presenta un poco más de detalle del cálculo de estos perfiles en el Apéndice B que se anexa al final de este trabajo.



**Figura 2.5** Efecto de  $C_0$  en el cálculo del perfil hidráulico (CMI)

Se hace notar que en la Tabla 2.3 se reportan los niveles de la superficie libre del agua en la sección aguas arriba de la entrada del canal, dentro del cauce del río Carrizal,  $X_{j=0}$ ; así como la sección en el cadenamiento  $X_{j=10} = 247.50$  m, que corresponde a la localizada 5 metros aguas arriba de la nariz de las pilas. Estas elevaciones corresponden con las denotadas como  $H_A$  y  $H_P$ , respectivamente.

Finalmente, de estos resultados se puede observar que la diferencia entre la SLA en  $H_A$  para los valores de  $C_0$  de 0.00 y 0.60 es de 0.288 m; mientras que la diferencia entre la SLA en  $H_P$  para los mismo valores de  $C_0$  llega a 0.427 m.

**Tabla 2.2** Análisis de sensibilidad para  $C_0$ , con el gasto de diseño del canal (MI).

Sección	X [m]	Elevación SLA [msnm]		
		Co = 0.00	Co = 0.30	Co = 0.60
24	280.5	15.8144	15.8144	15.8144
23	280.4	15.8848	15.8849	15.8848
22	280.2	15.9357	15.9359	15.9357
21	279.9	15.9856	15.9856	15.9855
20	279.5	16.0348	16.0348	16.0348
19	279.0	16.0837	16.0836	16.0836
18	278.3	16.1396	16.1396	16.1396
17	277.5	16.1932	16.1932	16.1932
16	276.5	16.2506	16.2506	16.2506
15	274.5	16.3463	16.3463	16.3463
14	270.5	16.4967	16.4967	16.4967
13	266.5	16.6174	16.6174	16.6174
12	262.5	16.7207	16.7207	16.7207
11	257.5	16.8338	16.8338	16.8337
10	247.5	17.3281	17.5235	17.7555
9	237.5	17.3662	17.5567	17.7840
8	227.5	17.4033	17.5891	17.8120
7	220.0	17.4304	17.6130	17.8327
6	200.0	17.6180	17.7837	17.9862
5	180.0	17.9148	18.0607	18.2414
4	160.0	18.0849	18.2214	18.3917
3	140.0	18.1687	18.3010	18.4666
2	120.0	18.2084	18.3388	18.5022
1	100.0	18.2285	18.3580	18.5204
0	0.0	18.2624	18.3903	18.5508

**Tabla 2.3** Valores de  $H_A$  y  $H_P$  en los perfiles calculados (CMI)

$C_0$	$H_A$	$H_P$
	[msnm]	[msnm]
0.00	18.262	17.328
0.30	18.390	17.523
0.60	18.551	17.755

## 2.4 Canal de la margen derecha

De manera análoga al procedimiento empleado en el canal de margen izquierda, para el cálculo de perfiles hidráulicos en el canal de la margen derecha se designaron secciones transversales perpendiculares al flujo, en las cuales no se presenten efectos tridimensionales, es decir, tratando de que se cumpla con la hipótesis de flujo unidimensional; para los cálculos en este canal se emplearon un total de 21 secciones transversales.

El orden de asignación para las secciones es en la dirección del flujo, de tal manera que la sección dentro del cauce del río Carrizal se le asigna el cadenamiento  $X_{j=0}$ ; la primera sección dentro del canal es  $X_{j=1}$  con  $\Delta X_{j=1}$  entre las sección 0 y 1 de 100 m; la sección 21 es adjudicada a la sección de control en el punto de tangencia,  $PT$ , localizado aún dentro de los vanos en las pilas, a la que le corresponde el cadenamiento  $X_{j=21} = 212.50$  m.

En la Figura 2.6 se presenta la localización de las secciones empleadas para el cálculo de perfiles en el canal de margen derecha, mientras que en la Figura 2.7 se presentan las secciones tipo correspondientes a los tramos  $L_A$  y  $L_P$ , respectivamente.

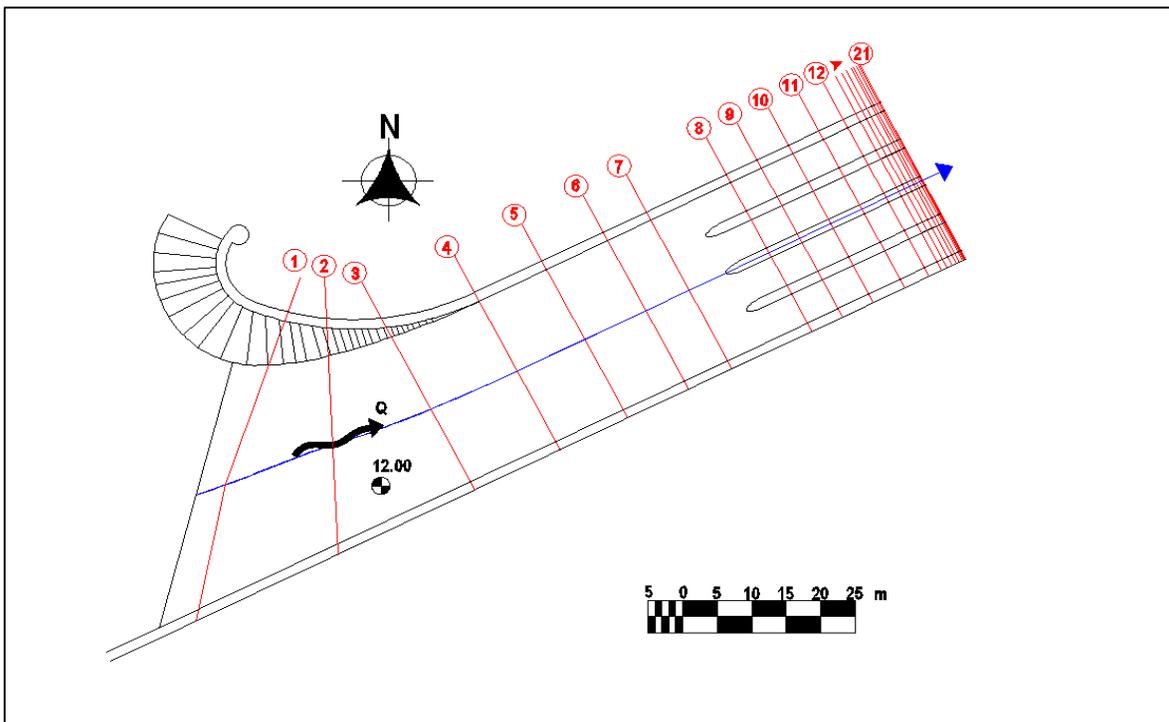
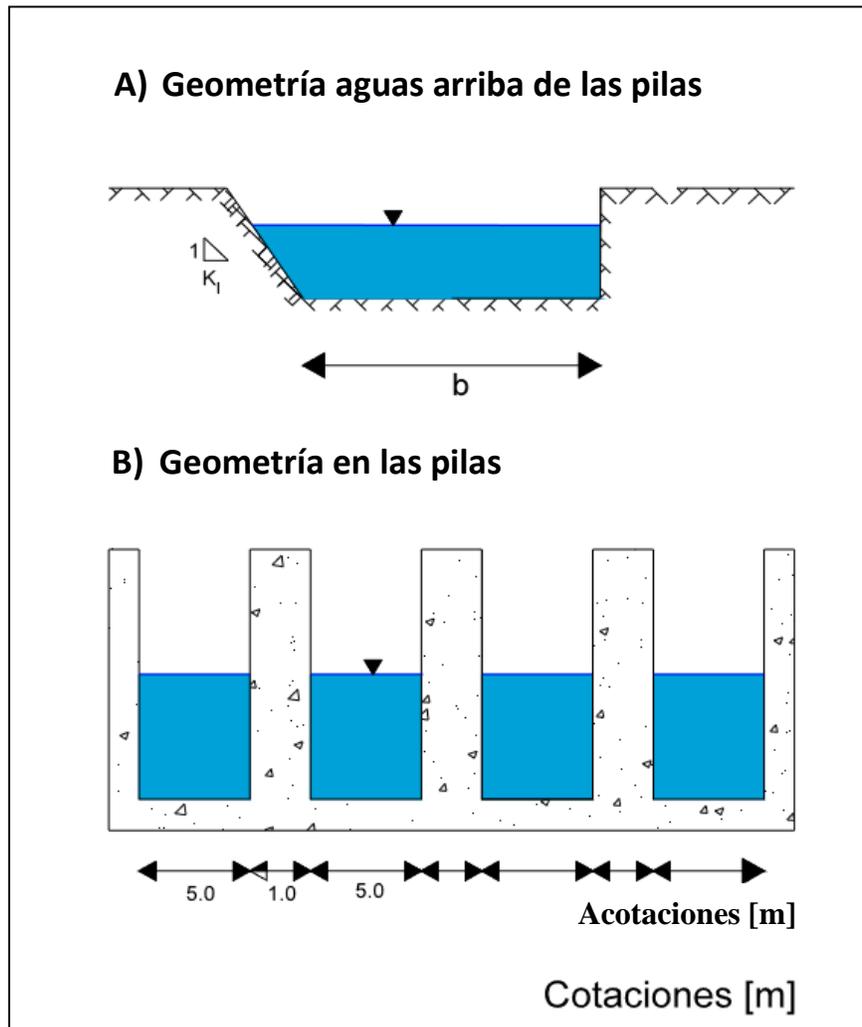


Figura 2.6 Secciones transversales en el canal de Margen Derecha

En la entrada del canal se tienen secciones trapeciales con la particularidad de que el muro lateral de la margen derecha es perpendicular a la plantilla del canal en todo lo largo del mismo, por ello  $k_D = 0$ . La transición gradual va desde la sección  $X_{j=1}$  hasta la sección  $X_{j=4} = 146.50 \text{ m}$ ; posteriormente le sigue un tramo de canal con secciones de forma rectangular, las cuales terminan en  $X_{j=7} = 174.50 \text{ m}$ , por lo tanto la geometría asignada a las secciones localizadas a lo largo  $L_A$  de este canal se puede observar en la parte A de la Figura 2.7.

La geometría presentada en la parte B de la Figura 2.7, corresponde a las secciones localizadas sobre la longitud  $L_P$ , es decir, desde la nariz de las pilas hasta terminar en la sección de control  $X_{j=21} = 212.5 \text{ m}$ .



**Figura 2.7** Secciones transversales tipo en el Canal M.D.

En la Tabla 2.4 se anexan las características principales que definen cada sección transversal; estas son: ancho de la plantilla,  $b$ ; talud del muro lateral de la margen izquierda,  $k_l$ ; así como su cadenamiento  $X$  a lo largo del canal; para este canal se omite la columna de los valores referente al talud del muro lateral de la margen derecha,  $k_D$ , puesto que su valor en todas las secciones es 0.

Se recuerda que también en este canal la sección  $X_{j=0}$ , es la localizada aguas arriba de la entrada al canal, a una distancia de 100 m de la primera sección  $X_{j=1}$ .

**Tabla 2.4** Características de las secciones transversales en el canal de MD

Sección $j$	$X$ [m]	$b$ [m]	$k_l$
21	212.50	20.00	0.000
20	212.40	20.00	0.000
19	212.20	20.00	0.000
18	211.90	20.00	0.000
17	211.50	20.00	0.000
16	211.00	20.00	0.000
15	210.30	20.00	0.000
14	209.50	20.00	0.000
13	208.50	20.00	0.000
12	206.50	20.00	0.000
11	202.50	20.00	0.000
10	197.50	20.00	0.000
9	192.50	20.00	0.000
8	187.50	20.00	0.000
7	174.50	24.50	0.000
6	167.50	24.50	0.000
5	157.50	24.50	0.000
4	146.50	24.50	0.000
3	132.50	25.28	0.166
2	117.00	29.31	0.442
1	100.00	39.35	0.732
0	0.00	500.00	0.000

Los cálculos de los perfiles hidráulicos para el canal de la margen derecha se llevaron a cabo de forma similar a los del de la margen izquierda, para los tres valores del coeficiente de pérdida por contracción brusca en la entrada de las pilas,  $C_0$ , se utilizaron para los cálculos los valores: {0.00, 0.30 y 0.60}.

El gasto empleado fue el correspondiente al de diseño del canal, que es de  $500 \text{ m}^3/\text{s}$ . De manera similar al canal de la margen izquierda, el coeficiente por pérdida de energía,  $C_0$ , en la reducción gradual a la entrada del canal es considerado 0, sólo para el presente análisis.

Se empleó el mismo valor del coeficiente de rugosidad de Manning utilizado en el de margen izquierda, es decir  $n = 0.030$ ; en el capítulo 4 se realizará un análisis de sensibilidad para cubrir la incertidumbre con respecto a este coeficiente.

En la Figura 2.8 se presentan los perfiles calculados utilizando cada uno de los coeficientes,  $C_0$ ; mientras que en la Tabla 2.5 se reportan los valores de la elevación de la superficie libre del agua con los que se define cada perfil hidráulico calculado.

Se recuerda que estos resultados corresponden a los obtenidos con la tabla de cálculo desarrollada en EXCEL; algunos detalles del cálculo se pueden consultar en el Apéndice B que se incluye al final de este trabajo.

Asimismo en la Tabla 2.6 se incluyen los niveles de la superficie libre del agua calculados en la sección aguas arriba de la entrada del canal, en  $X_{j=0}$ , y también los de la sección localizada a 5 metros aguas arriba de la nariz de las pilas, en  $X_{j=7}$ . Nuevamente se les denota con  $H_A$  y  $H_P$ , a los niveles de la SLA en cada una de las anteriores secciones, respectivamente.

Los resultados en este canal permiten concluir que la diferencia entre la SLA en  $H_A$  para los valores de  $C_0$  de 0.00 y 0.60 es de 0.386 m; mientras que la diferencia entre la SLA en  $H_P$  para los mismo valores de  $C_0$  es de 0.510 m.

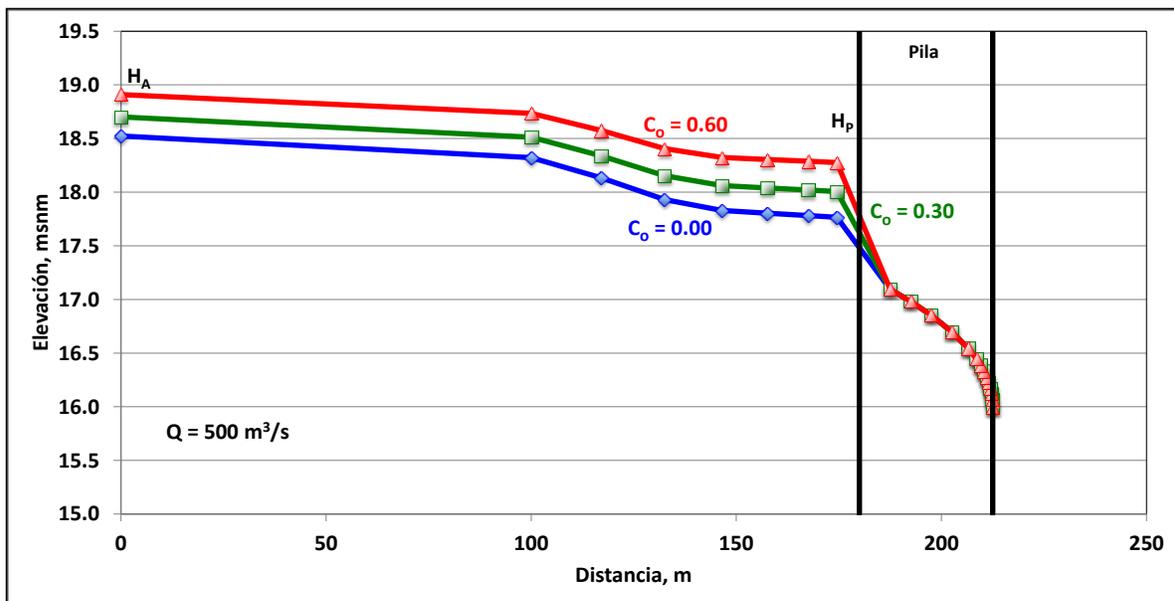


Figura 2.8 Efecto de  $C_0$  en el cálculo del perfil hidráulico (CMD)

Se puede apreciar de este análisis, que el elegir algún valor de los propuestos por los diversos autores, sin un criterio que nos oriente en considerar el que mejor representa las condiciones de los canales, generará un grado de incertidumbre en las leyes de descarga de la estructura. En cambio, si se pudiera contar con el valor correcto de  $C_0$ , la ley de descarga representaría mejor la capacidad de conducción de ellos.

**Tabla 2.5** Análisis de sensibilidad para  $C_0$ , con el gasto de diseño del canal (MD)

Sección	X [m]	Elevación SLA [msnm]		
		$C_0 = 0.00$	$C_0 = 0.30$	$C_0 = 0.60$
21	212.5	15.9940	15.9940	15.9940
20	212.4	16.0668	16.0668	16.0668
19	212.2	16.1195	16.1195	16.1196
18	211.9	16.1710	16.1710	16.1711
17	211.5	16.2220	16.2220	16.2221
16	211	16.2726	16.2726	16.2727
15	210.3	16.3305	16.3305	16.3306
14	209.5	16.3860	16.3860	16.3861
13	208.5	16.4455	16.4455	16.4456
12	206.5	16.5448	16.5448	16.5448
11	202.5	16.7007	16.7007	16.7007
10	197.5	16.8541	16.8541	16.8541
9	192.5	16.9819	16.9819	16.9819
8	187.5	17.0934	17.0934	17.0934
7	174.5	17.7652	18.0059	18.2757
6	167.5	17.7815	18.0199	18.2877
5	157.5	17.8045	18.0398	18.3047
4	146.5	17.8295	18.0613	18.3233
3	132.5	17.9315	18.1534	18.4061
2	117	18.1348	18.3394	18.5751
1	100	18.3218	18.5128	18.7345
0	0	18.5237	18.7018	18.9101

**Tabla 2.6** Valores de  $H_A$  y  $H_P$  en los perfiles calculados (CMD)

$C_0$	$H_A$	$H_P$
	[msnm]	[msnm]
0.000	18.524	17.765
0.300	18.702	18.006
0.060	18.910	18.276



### III. Estudios en laboratorio para obtener los valores de $C_0$

La mejor manera de obtener los valores del coeficiente  $C_0$  para cada conjunto de pilas, consiste en hacer mediciones en laboratorio. Conviene aclarar que la nariz de las pilas del canal de la margen izquierda están desplomadas, con pendiente de 7; mientras que la nariz de cada pila del canal de la margen derecha es perpendicular a la plantilla del canal.

Afortunadamente, en la Coordinación de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se tiene un modelo físico de esta estructura de control; la escala geométrica de dicho modelo es 1:60, sin distorsión. En la Figura 3.1 se incluye la correspondiente fotografía del mismo. En particular, es importante mencionar que la determinación del coeficiente  $C_0$  se hizo con base en considerar los canales del modelo físico como prototipos para los cálculos.



**Figura 3.1** Modelo físico de la estructura de control El Macayo

### 3.1 Sitios de medición en el modelo

Durante el estudio se obtuvieron mediciones de la superficie libre del agua en dos secciones de cada canal, una de ellas es común para ambos y se localiza aguas arriba de la entrada a los mismos, dentro del embalse generado por la estructura; el sitio de medición denominado como el punto *A*, representa una sección del cauce del río Carrizal, cuya localización se indica en la fotografía mostrada en la Figura 3.1. Los otros dos puntos de medición se ubican aproximadamente a 0.09 m de la nariz de cada conjunto de pilas.

Previo a iniciar las pruebas en el laboratorio se realizó la verificación de las elevaciones de los elementos del modelo en función de la escala geométrica; para ello se usó como banco de nivel la elevación de las plantillas de los canales de acceso, la cual corresponde en el modelo a  $Z_p = 0.20 \text{ m}$ .

Además, para registrar la elevación de la superficie libre del agua en el punto *A* se colocó una regla de aluminio con graduación milimétrica; ésta fue referenciada con respecto a la elevación  $Z_p$ . En las Figuras 3.2a y 3.2b se reporta la manera en la que se niveló y referenció la regla con respecto a los niveles del modelo; para ello se utilizó un nivel de topografía y un estadal metálico con graduación milimétrica, lo que permite tener errores menores que 1 mm, pues se trata de un estudio experimental de laboratorio; este equipo también fue utilizado para verificar las elevaciones de las estructuras del modelo.

En la Figura 3.3a se presenta la colocación final de la regla, donde la base a la cual fue anclada queda a la misma elevación que la presentada en los canales, y con este nivel se colocó la regla a partir de los 0.1 m de su escala, ver Figura 3.3b, por lo cual a los valores leídos de SLA en este punto, se debía sumar la elevación  $Z_p = 0.20 \text{ m}$  y restar los 0.10 m a los cuales se colocó su origen.

El otro punto de medición es independiente para cada canal y se consideró conveniente localizarlo sobre una sección transversal, 0.09 m aguas arriba de la nariz de las pilas en cada uno de los canales; a este punto se le ha denominado con la letra *P*, y las lecturas registradas en él se realizaron con ayuda de un limnómetro colocado al centro de la sección, ver Figuras 3.4a y 3.4b.

Cabe señalar que la localización del punto *P* se determinó de tal manera que las medidas que se tomaran en él no estuvieran afectadas por la onda estacionaria que se presenta alrededor de la nariz de cada pila (ver la Figura 3.4b). Así también conviene hacer notar que el comportamiento de la superficie libre del agua que se observa en el modelo físico es similar al mostrado en la fotografía del funcionamiento real del prototipo incluida en la Figura 2.2



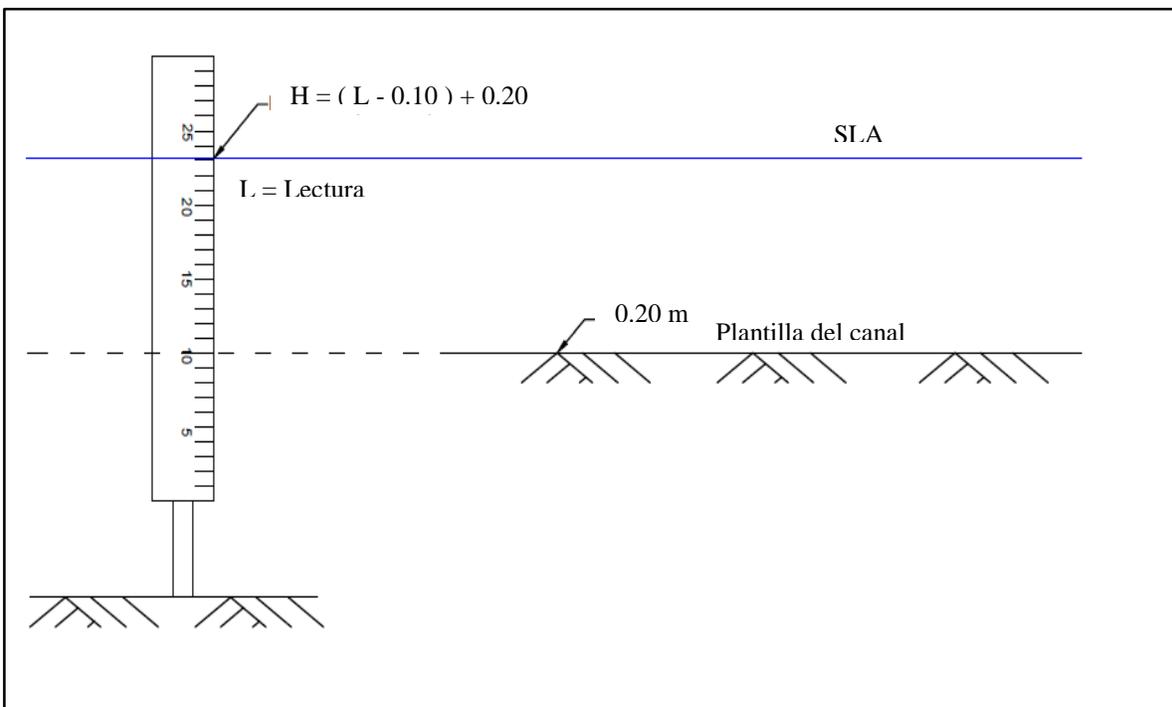
**Figura 3.2a** Nivelación del sitio de medición, punto de medición A



**Figura 3.2b** Colocación de regla en el punto A



**Figura 3.3a** Regla referenciada a las elevaciones del modelo, en el punto A



**Figura 3.3b** Esquema de la colocación de la regla en el punto de medición A



**Figura 3.4a** Lectura en el punto  $P$  con ayuda de un limnómetro



**Figura 3.4b** Ondas estacionarias y remanso producidos por las pilas

### 3.2 Aforo del caudal que ingresa al modelo

El modelo cuenta con un vertedor rectangular de cresta delgada sin contracciones laterales, con el que se cuantifica el gasto que circula por el modelo físico. En la Figura 3.5 se incluye la fotografía del vertedor, donde se notan sus características, este aforador cuenta con un limnómetro para medir la carga sobre la cresta del vertedor.

Para calcular el gasto se utilizó la fórmula de Rehbock (1929)

$$Q_m = \frac{2}{3} \sqrt{2g} LH^{3/2} \left( 0.605 + \frac{1}{1049H - 3} + \frac{0.08H}{P} \right) \quad (5.1)$$

Donde

- $L$  Longitud libre de la cresta, en m.
- $P$  Paramento de la cresta, en m.
- $H$  Carga sobre la cresta cargador en m.

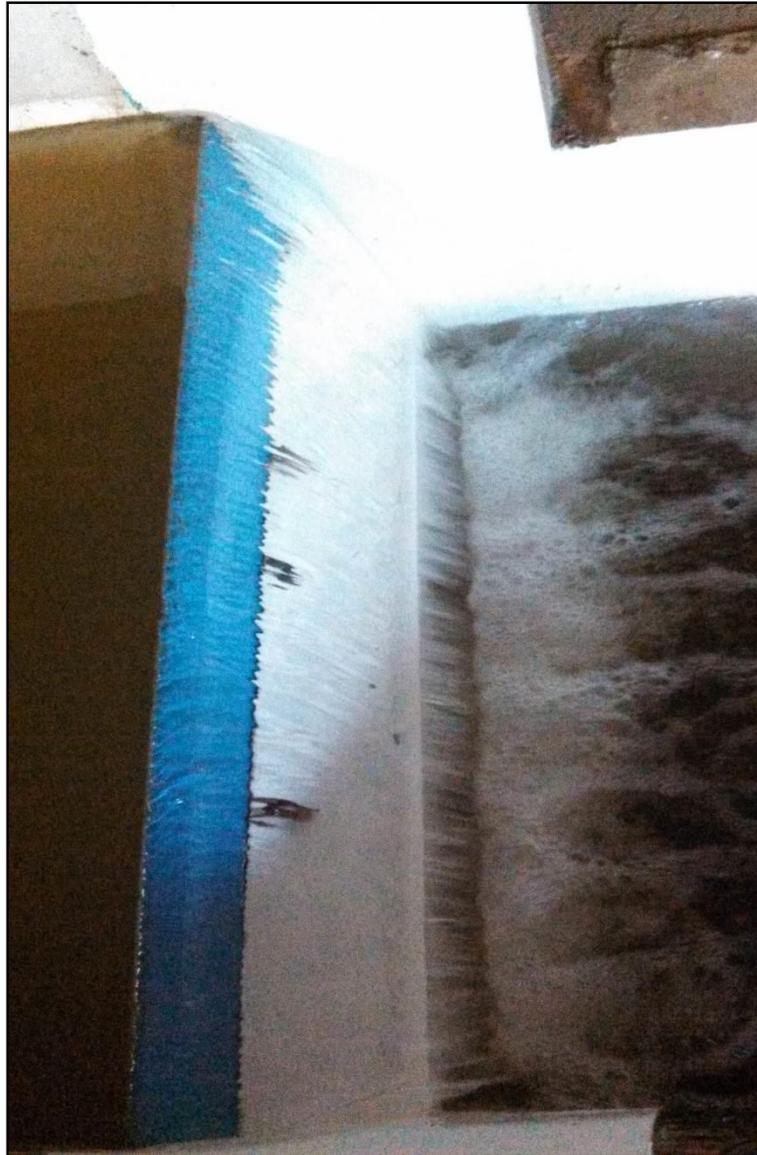
La longitud de la cresta del vertedor es  $L = 1.2 \text{ m}$ ; la altura del paramento de la cresta es  $P = 1.685 \text{ m}$ ; para la determinación de la carga sobre la cresta del vertedor se midió la tara del mismo, presentando un valor de  $0.224 \text{ m}$ .

Para relacionar los caudales de diseño de los canales del prototipo con los que se deben tener en el modelo físico se utilizó la expresión siguiente, la cual es válida para modelos físicos sin distorsión

$$Q_P = E_L^{2.5} Q_M \quad (5.2)$$

Donde:

- $E_L$  Escala de longitudes del modelo,  $E_L = 60$
- $Q_M$  Gasto en el modelo físico,  $\text{m}^3/\text{s}$
- $Q_P$  Gasto en el prototipo,  $\text{m}^3/\text{s}$



**Figura 3.5** Vertedor empleado para el aforo en las pruebas realizadas

La realización de cada prueba consistió en fijar y mantener un caudal de ingreso constante al modelo físico, mientras se registraban de manera simultánea los niveles del agua en las reglas asociadas a los puntos *A* y *P*; cada prueba requirió del orden de una hora, para que con base en las lecturas de los niveles de la superficie libre del agua se considerará que se tenía un flujo en régimen permanente en el modelo físico. A continuación se describe la serie de mediciones realizadas en cada uno de los dos canales del modelo físico de la estructura de control.

### 3.3 Experimentos en el canal de Margen Izquierda

Es importante mencionar que para las mediciones en este canal se bloqueó la entrada al canal de la margen derecha, con la finalidad de tener la certeza de que el gasto aforado estuviera pasando completamente por el canal de interés. Así pues se realizaron tres pruebas, cuyos caudales se reportan en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1** Gastos empleados en el estudio experimental CMI

Limnómetro	H	$Q_M$	$Q_P$
[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]
0.20245	0.02155	0.00737	205.38676
0.1968	0.0272	0.01026	286.11333
0.1927	0.0313	0.01256	350.20119

En el punto  $P$ , con ayuda del limnómetro colocado al centro de la sección y a 0.09 m de distancia de la nariz de las pilas, como se muestra en la Figura 3.6, se midió la superficie libre del agua y el nivel de fondo para obtener el tirante,  $y_P$ , que se presentaba en la sección. Una vez obtenido el tirante en la sección, al sumarle la elevación de la plantilla del canal  $Z_P = 0.20$  m, se obtiene el nivel del agua en la misma, a la cual se le denotó como  $H_P$ .

Es importante mencionar que las pilas en el modelo también presentan un desplome en su nariz con una pendiente de 7, esta característica también se puede observar en la fotografía de la Figura 3.6.



**Figura 3.6** Pendiente de la nariz de las pilas del modelo y localización del punto P en el Canal de Margen Izquierda

Por otro lado, se tomaron las mediciones del nivel del agua con ayuda de la regla colocada en el punto  $A$ , o sea en la sección aguas arriba de la entrada de los canales a la cual se hace referencia con la nomenclatura,  $H_A$ .

En la Tabla 3.2 se reportan las mediciones realizadas en los dos puntos descritos, para los tres diferentes gastos con los que se realizaron las pruebas en el modelo.

**Tabla 3.2** Mediciones de las pruebas en el canal de Margen Izquierda

$Q_M$ [m <sup>3</sup> /s]	$y_p$ [m]	$H_P$ [m]	$H_A$ [m]
0.0074	0.0676	0.2676	0.2796
0.0103	0.0845	0.2845	0.3000
0.0126	0.0927	0.2927	0.3117

Posteriormente, para ajustar el coeficiente de pérdida por entrada en las pilas,  $C_0$ , se realizaron cálculos de perfiles hidráulicos utilizando las dimensiones del modelo y los gastos empleados en las pruebas experimentales. Los cálculos de los perfiles se iniciaron desde el punto de tangencia, localizado justo a la salida de las pilas, en sentido contrario al flujo a lo largo de los vanos del canal, hasta una sección localizada aguas arriba de la entrada a las pilas.

Asimismo, para los cálculos de los perfiles se empleó el valor del coeficiente de rugosidad de Manning  $n = 0.016$ , dicho valor fue asignado con base en un procedimiento de prueba y error, junto con la inspección del acabado de la plantilla del canal de margen izquierda en el modelo.

El procedimiento para la determinación del coeficiente de pérdida por transición en la entrada de las pilas,  $C_0$ , también se basó en un análisis de prueba y error para cálculos de perfiles hidráulicos, variando  $C_0$ , lo que permitió ajustar el coeficiente y encontrar el valor del mismo; así se obtuvo el valor de  $C_0 = 0.5$ .

La diferencia entre los valores medidos y los calculados en la sección aguas arriba de la nariz de las pilas, donde se localiza el punto  $P$ , resultó ser del orden de 1 mm; el resumen de resultados obtenidos en el cálculo se presentan en la Tabla 3.3.

Finalmente, con el mismo procedimiento de cálculo, prueba y error, se logró determinar que el valor del coeficiente de pérdida de energía en la curva horizontal, donde se presenta la transición gradual que se tiene en la entrada del canal de acceso corresponde a  $C_0 = 0.1$ .

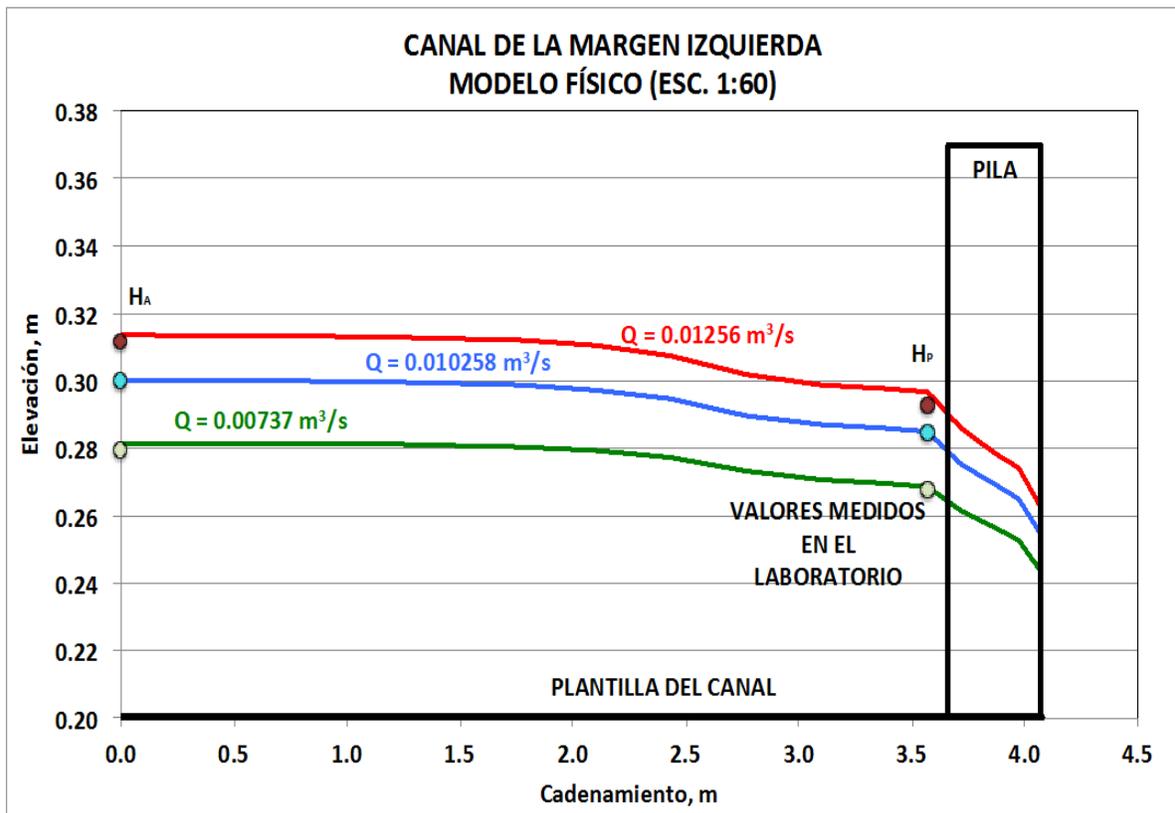
También para este coeficiente la diferencia entre los valores medidos en el punto  $A$  y los obtenidos por medio del cálculo es del orden de 1 mm; en la Tabla 3.3 se presentan los valores obtenidos del cálculo de los perfiles.

**Tabla 3.3** Valores calculados en el canal de Margen Izquierda

$Q_M$ [m <sup>3</sup> /s]	$y_p$ [m]	$H_P$ [m]	$H_A$ [m]
0.0074	0.0675	0.2675	0.2786
0.0103	0.0835	0.2835	0.2969
0.0126	0.0952	0.2952	0.3103

En la Figura 3.7 se presentan los perfiles hidráulicos calculados con los coeficientes obtenidos del análisis,  $C_0 = 0.5$  y  $C_0 = 0.1$  donde se empleó un coeficiente de fricción de  $n = 0.016$ ; los valores medidos en el modelo se denotan en la misma imagen como puntos del mismo color del perfil para cada gasto correspondiente.

El cálculo de los perfiles hidráulicos se reporta en el Apéndice C que se anexa al final de este trabajo.

**Figura 3.7** Calibración del valor del coeficiente  $C_0$  CMI

### 3.4 Experimentos en el canal de Margen Derecha

De manera similar al estudio del canal de la margen izquierda, para asegurar que el gasto aforado de entrada al modelo sea el mismo que pasa por el canal de la Margen Derecha, se bloqueó la entrada del canal de la Margen Izquierda durante su estudio. En este caso se realizaron mediciones para cuatro diferentes gastos en modelo.

En la Tabla 3.4 se incluyen los gastos,  $Q_M$ , empleados en el modelo, y sus respectivos caudales correspondientes en prototipo,  $Q_P$ .

**Tabla 3.4** Gastos empleados en el estudio experimental CMD

Limnómetro [m]	H [m]	$Q_M$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_P$ [m <sup>3</sup> /s]
0.19780	0.02620	0.00972	271.16423
0.19589	0.02811	0.01076	299.95380
0.19000	0.03400	0.01416	394.75736
0.18030	0.04370	0.02041	569.07238

La sección inmediata aguas arriba de las pilas, donde se asignó la ubicación del punto  $P$ , se encuentra a una distancia de 0.09 m de la nariz de las pilas, ver Figura 3.8. Las mediciones en este punto se llevaron a cabo de manera similar a las del otro canal, es decir, una vez que no hubo variaciones en el nivel de la superficie libre del agua, se midió con ayuda del limnómetro la cota de la superficie libre del agua y el fondo del canal, cuya diferencia es igual al tirante en la sección  $P$ , que al sumarle la elevación de la plantilla,  $Z_p = 0.20$  m, se obtiene el nivel del agua en la misma,  $H_p$ .



**Figura 3.8** Localización del punto  $P$  de medición en el canal de MD

También se hicieron las lecturas correspondientes al nivel  $H_A$  de la superficie libre del agua en el punto A, es decir, aguas arriba de la entrada de los canales.

En la Tabla 3.5 se reportan las lecturas realizadas en ambos puntos, durante las cuatro pruebas realizadas con sus correspondientes gastos.

**Tabla 3.5** Mediciones de las pruebas en el canal de Margen Derecha

$Q_M$ [m <sup>3</sup> /s]	$y_p$ [m]	$H_p$ [m]	$H_A$ [m]
0.00972	0.0613	0.2613	0.2715
0.01076	0.0742	0.2742	0.2850
0.01416	0.0859	0.2859	0.2985
0.02041	0.1085	0.3085	0.3250

Nuevamente se realizó el cálculo de los perfiles hidráulicos con dimensiones del modelo y los gastos empleados en el laboratorio, desde el punto de tangencia, que para este canal se encuentra aguas arriba de donde terminan las pilas, hasta la sección donde se localiza el punto P de medición; por prueba y error se determinó que con el coeficiente de rugosidad de Manning,  $n = 0.018$ , y los coeficientes de contracción por las pilas,  $C_0 = 0.5$ , y por transición gradual que se tiene donde inicia el canal de acceso,  $C_0 = 0.1$ , la diferencia entre los valores medidos y los calculados es del orden de 1 mm. Esto se sabe al comparar los resultados calculados que se reportan en la Tabla 3.6, con respecto a los anotados en la Tabla 3.5.

Cabe mencionar que con respecto a la selección del valor del coeficiente de rugosidad de Manning para este canal, también se consideró que el acabado de la plantilla del canal presenta mayor rugosidad que la del canal de la margen izquierda.

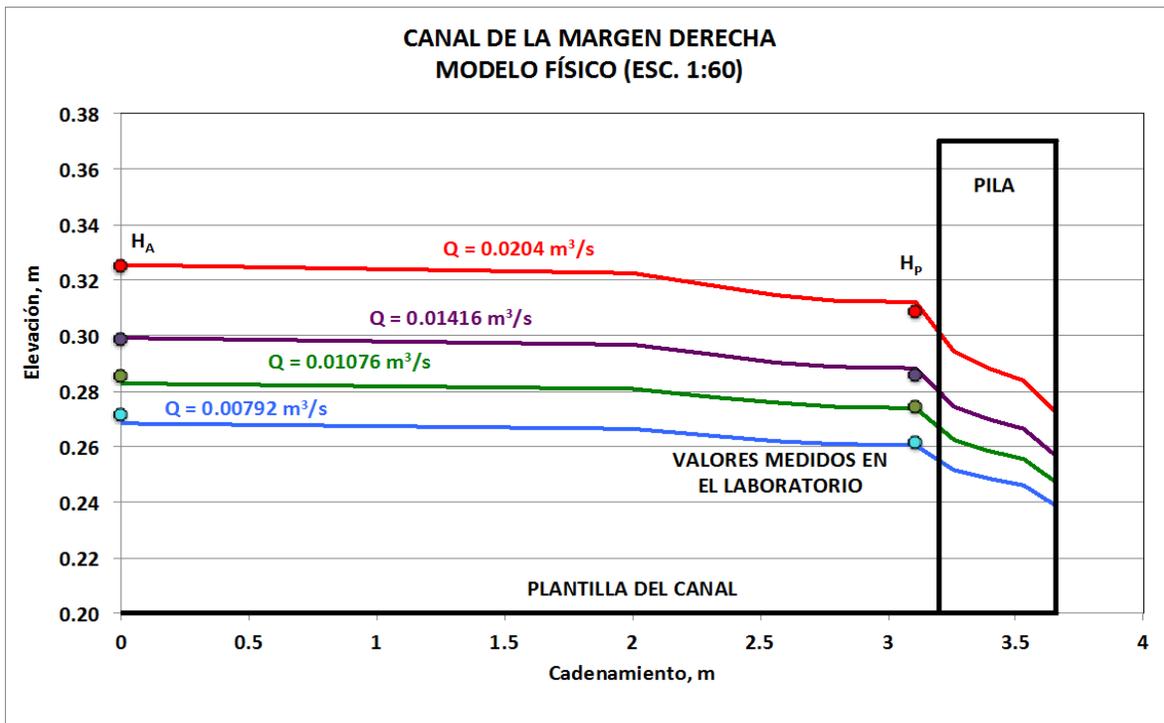
Los resultados de los perfiles hidráulicos calculados se incluyen en el Apéndice C que se anexa al final de este trabajo.

**Tabla 3.6** Valores calculados en el canal de Margen Derecha

$Q_M$ [m <sup>3</sup> /s]	$y_p$ [m]	$H_p$ [m]	$H_A$ [m]
0.00972	0.0615	0.2615	0.2691
0.01076	0.0742	0.2742	0.2837
0.01416	0.0891	0.2891	0.2996
0.02041	0.1128	0.3128	0.3258

En la Figura 3.9 se incluyen tanto los perfiles hidráulicos calculados, como los valores medidos en el modelo físico; aunque de manera subjetiva, se nota que la coincidencia de las mediciones con los valores calculados es gratamente satisfactoria.

La incertidumbre del ajuste experimental de los coeficientes  $C_0$ , se reduce considerablemente, puesto que se han empleado las dimensiones y características del modelo como prototipo, para el cálculo de los perfiles hidráulicos, lo que evita los llamados “efectos de escala”, por lo que la incertidumbre del estudio se reduce a las lecturas registradas durante las pruebas de laboratorio.

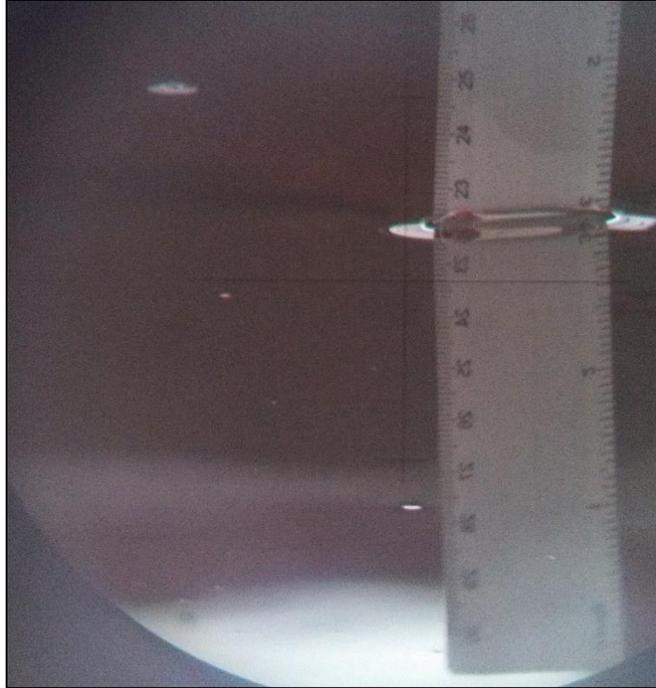


**Figura 3.9** Calibración del valor del coeficiente  $C_0$  CMD

Con respecto a las lecturas, la principal causa de una posible lectura errónea se debe al menisco de agua que se produce sobre la regla. En la Figura 3.10 se muestra la formación de menisco mencionado a través de la mirilla del tránsito empleado en las lecturas.

Por otro lado, en la lectura del punto P, la incertidumbre es mayor en comparación con el caso anterior, este error se deriva principalmente de la dificultad de poner en contacto la punta del limnómetro y la ligera fluctuación de la SLA ; así como la lectura de la misma en décimas de milímetro.

En la Figura 3.11 se muestra una de las lecturas en la sección aguas arriba de la nariz de las pilas, donde se puede observar las condiciones del equipo.



**Figura 3.10** Menisco formado en la SLA alrededor de la superficie de la regla



**Figura 3.11** Lectura en el limnómetro para obtener el tirante  $y_p$

## IV. Leyes de descarga de la estructura

El funcionamiento hidráulico de esta estructura de control permite obtener varias leyes para calcular su capacidad de descarga; una de ellas es la que está asociada al nivel del agua registrado en el llamado punto  $A$ , cuya variable se denota en este trabajo como  $H_A$ ; las otras leyes dependen de las elevaciones de la superficie libre del agua que se registran en las secciones donde se localiza el punto  $P$  de cada canal, el cual está aproximadamente a 10 m aguas arriba de la nariz de cada conjunto de pilas.

### 4.1 Leyes de descarga en función de $H_A$

En la Figura 4.1 se indica una zona cuyo nivel del agua, denotado como  $H_A$ , tiene influencia en el caudal que descarga cada canal; por ello, a continuación se describe la obtención de la relación que existe entre  $H_A$  y el caudal que conduce cada canal; después, se integra esta información cuyo resultado es una expresión que relaciona de manera directa la variable  $H_A$  con el caudal total que descarga la estructura por ambos canales, con todas la compuertas totalmente abiertas.



Figura 4.1 Zona de lectura del nivel del agua para la variable  $H_A$

#### 4.1.1 Canal de la margen izquierda

Primero se hace el cálculo de perfiles hidráulicos en el tramo comprendido entre los llamados punto *A* y el punto de tangencia, *PT*, que es donde termina la plantilla horizontal del canal, y empieza la curva vertical del tanque amortiguador; estos cálculos se hacen de manera similar a los realizados en el subcapítulo 2.5, ya que se emplea la misma información de las secciones transversales del canal prototipo; la diferencia en este caso es que se utiliza el coeficiente  $C_0 = 0.50$  para incluir el efecto de la presencia de las pilas en el remanso que se produce hacia aguas arriba de ellas, mientras que para tomar en cuenta el efecto que se tiene en la superficie libre del agua debido a la contracción gradual, en las secciones donde inicia el canal, se emplea  $C_0 = 0.10$ ; además, se utiliza un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.030 a todo lo largo del tramo del canal en estudio.

El cálculo de los perfiles hidráulicos se hizo con caudales desde 100 hasta 350  $\text{m}^3/\text{s}$ , con incrementos de 50  $\text{m}^3/\text{s}$ . En la Figura 4.2 se presentan los perfiles hidráulicos calculados, mientras que en la Tabla 4.1 se reportan en las primeras dos columnas los caudales y las correspondientes elevaciones del agua,  $H_A$ , calculadas. En el Apéndice D se anexan las tablas donde se incluye el cálculo de estos perfiles hidráulicos.

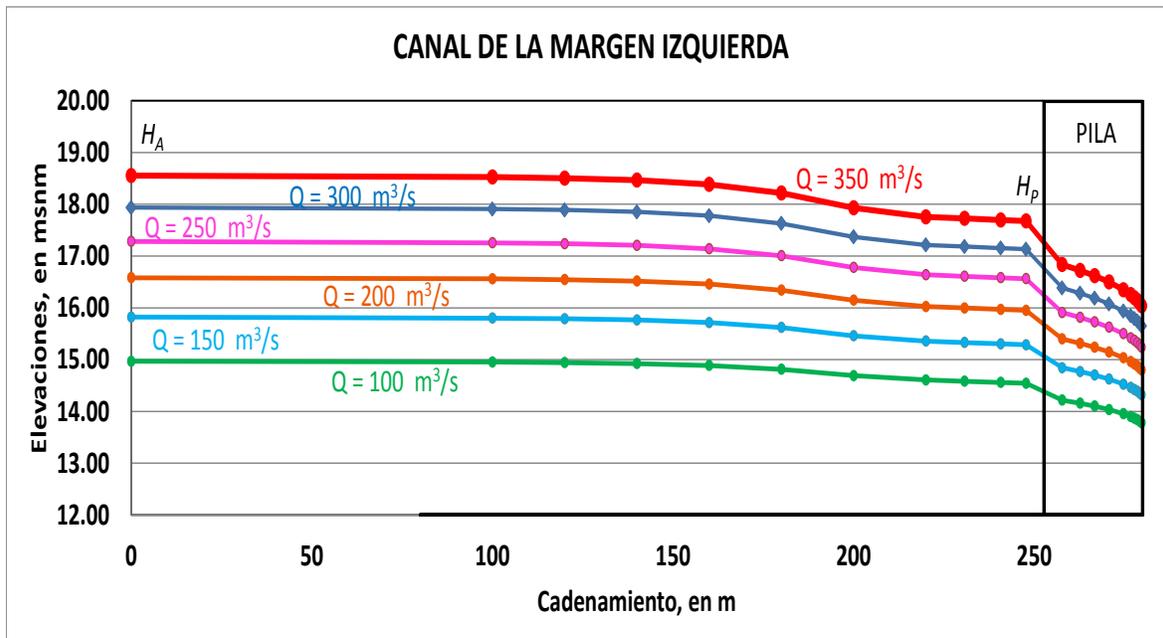


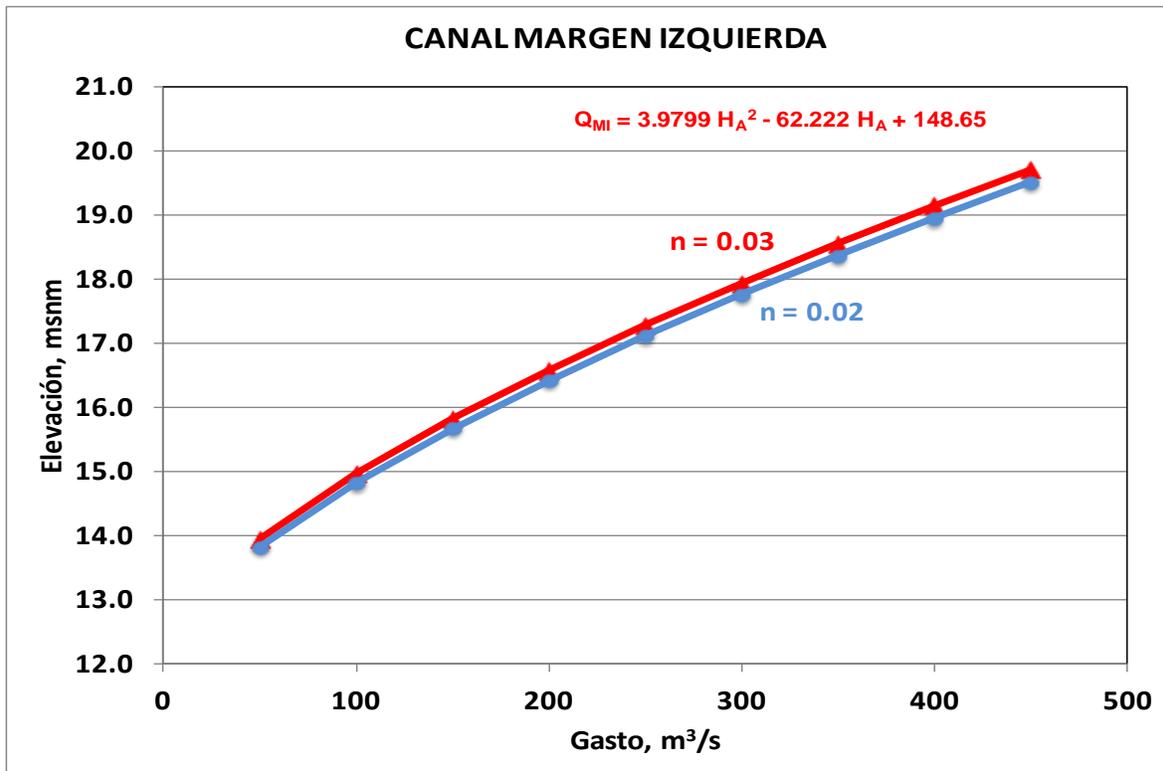
Figura 4.2 Perfiles hidráulicos calculados entre los puntos *A* y *PT*

Debido a la incertidumbre que se tiene en cuanto al coeficiente de rugosidad de la plantilla y paredes del canal prototipo, en la tercera columna de la Tabla 4.1 se reportan los valores de  $H_A$  obtenidos al hacer el correspondiente cálculo de perfiles hidráulicos con un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.020.

Al asociar los gastos con las elevaciones de la superficie libre del agua calculadas en el punto  $A$ , es decir, en la sección  $X = 0.0 \text{ m}$ , queda definida la ley de descarga del canal de la margen izquierda; esta curva se presenta en la Figura 4.3, donde la curva en color azul corresponde a la obtenida con el valor para el coeficiente de rugosidad de Manning de 0.020, y la presentada en color rojo corresponde al valor de  $n = 0.030$ .

**Tabla 4.1** Efecto de  $n$  en los perfil hidráulicos calculados

Gasto [m <sup>3</sup> /s]	Elevación $H_A$ (msnm)	
	$n = 0.03$	$n = 0.02$
100	14.5408	14.4324
150	15.2855	15.1675
200	15.9504	15.8247
250	16.5616	16.4293
300	17.1333	16.9950
350	17.6741	17.5303



**Figura 4.3** Curvas Elevación – Gasto del canal de M.I.

Se considera conveniente aclarar que en el plano original del proyecto ejecutivo, estaba indicado que en la mayor parte de la plantilla del canal de acceso se iba a colocar un tapete flexible con elementos de concreto, como el mostrado en la Figura 4.4. Se aclara que la fotografía incluida corresponde a otro río donde se colocó un tapete del mismo tipo; sin embargo, después de varios años de haber estado funcionando el canal, tal vez los huecos entre los elementos se hayan rellenado con el sedimento que transporta el flujo, lo que daría lugar a que la rugosidad fuese menor en comparación con las condiciones iniciales, cuando se inauguró este canal.

Al comparar los valores calculados de  $H_A$ , se concluye que en promedio, las diferencias entre estos valores son del orden de 0.16 m. Se considera que para estar del lado de la seguridad, es preferible emplear los resultados obtenidos con  $n = 0.030$ .



**Figura 4.4** Ejemplo de un tramo de canal cubierto con el tapete flexible

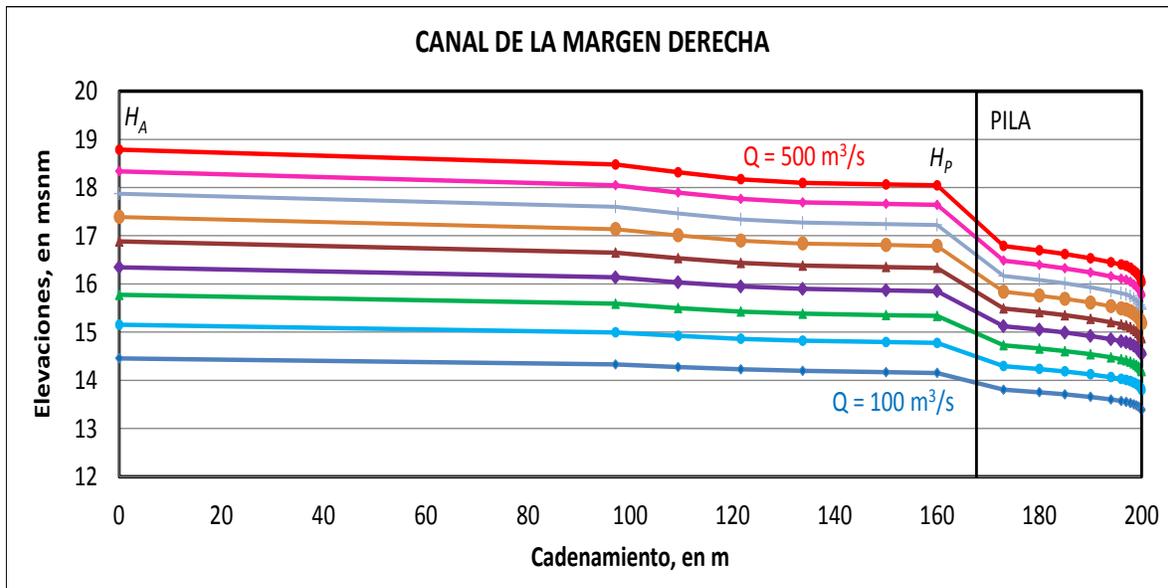
La ecuación ajustada para relacionar el nivel del agua,  $H_A$ , con el caudal que descarga el canal de la margen izquierda es la siguiente:

$$Q_{MI} = 3.9799 H_A^2 - 62.222 H_A + 148.65 \quad (4.1)$$

#### 4.1.2 Canal de la margen derecha

De manera similar al inciso anterior, se hizo el cálculo de perfiles hidráulicos en el canal de la margen derecha, para lo cual se utilizó la información de las secciones transversales reportadas en el subcapítulo 2.6, con la diferencia de que en estos cálculos nuevamente se empleó el coeficiente  $C_0 = 0.5$  para incluir el efecto de las pilas en el cálculo del perfil hidráulico, y  $C_0 = 0.1$  en las secciones que corresponden a la transición gradual que se tiene al inicio del canal de acceso; además, se usó un

coeficiente de rugosidad de Manning  $n = 0.030$ . Los perfiles calculados se presentan en la Figura 4.5, para gastos desde 100 hasta 500  $\text{m}^3/\text{s}$ , con incrementos de 50  $\text{m}^3/\text{s}$ .



**Figura 4.5** Perfiles hidráulicos calculados entre los puntos A y PT

En la Tabla 4.2 se reportan los caudales y los correspondientes niveles del agua en el punto A, denotados como  $H_A$ ; en la tercera columna de la misma tabla se incluyen los resultados de  $H_A$  obtenidos con  $n = 0.020$ . Esta información se presenta en la Figura 4.6, donde se nota que la diferencia entre ambas curvas elevaciones – caudales es casi del mismo orden que las que se tienen en el canal de la margen izquierda.

**Tabla 4.2** Efecto de  $n$  en los perfiles hidráulicos calculados

Gasto [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]	Elevación $H_A$ [msnm]	
	$n = 0.03$	$n = 0.02$
100	14.4894	14.3632
150	15.1994	15.0668
200	15.8330	15.6912
250	16.4153	16.2678
300	16.9616	16.8073
350	17.4750	17.3178
400	17.9661	17.8046
450	18.4373	18.2717
500	18.8914	18.7218

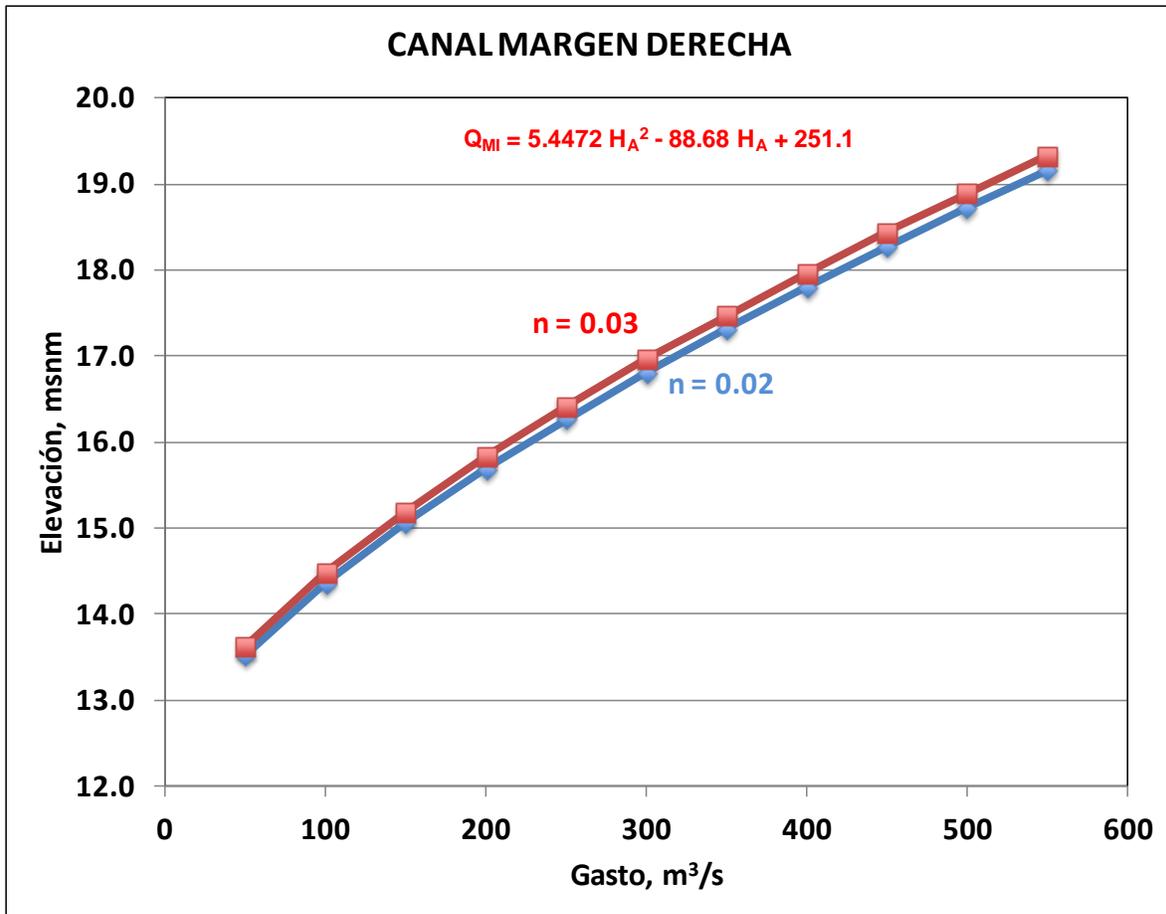


Figura 4.6 Curvas Elevación – Gasto del canal de M.D.

En este trabajo se decidió emplear la curva obtenida con un coeficiente de rugosidad de 0.30, representada en color rojo; las coordenadas de esta curva permiten determinar la relación que hay entre el gasto y la elevación de la superficie libre del agua en el almacenamiento, esta expresión es:

$$Q_{MD} = 5.4472 H_A^2 - 88.68 H_A + 251.1 \quad (4.2)$$

#### 4.1.3 Ley de descarga total en función de $H_A$

Finalmente, para obtener la ley de descarga de la estructura se parte de la ecuación de continuidad, de manera que el gasto total que descarga la estructura, con todas las compuertas totalmente abiertas, debe ser igual a la suma de los gastos que conduce cada uno de los canales; así se obtiene que:

$$Q_T = 9.4177 H_A^2 - 154.94 H_A + 444.85 \quad (4.3)$$

En la Figura 4.7 se presentan las tres curvas elevaciones – caudales de la estructura, en función del nivel del agua  $H_A$ .

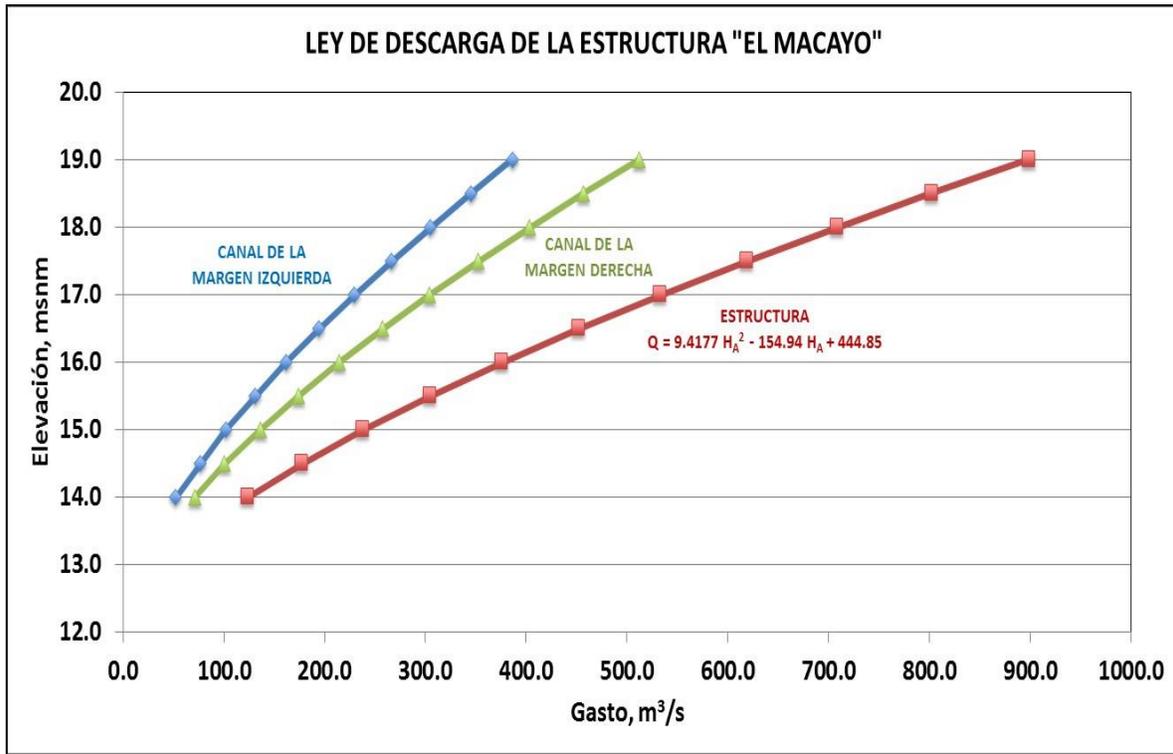


Figura 4.7 Leyes de descarga de la estructura en función de  $H_A$

Con respecto a la ley de descarga definida por la ecuación 4.3, que es función de  $H_A$ , ésta sirve para estudiar con un modelo matemático el funcionamiento hidráulico del sistema de canales formado por los ríos Mezcalapa – Samaria – Carrizal, donde la frontera de aguas arriba del río Mezcalapa es el hidrograma que descarga la C. H. Peñitas; mientras que la condición de frontera del río Samaria es la estación hidrométrica que se localiza en uno de los puentes del río Samaria; y la otra condición de frontera es precisamente la ley de descarga de la estructura El Macayo, cuya variable independiente es la cota  $H_A$ , véase la Figura 4.1.

#### 4.2 Leyes de descarga en función de $H_P$

Por otro lado, en los canales se dispone de escalas para hacer la lectura de la elevación de la superficie libre del agua en una sección que se localiza aproximadamente a 10 m hacia aguas arriba de la nariz de cada conjunto de pilas; en las Figuras 4.8a y 4.8b se nota la ubicación de sendas escalas en cada uno de los canales.



**Figura 4.8a** Escala para leer  $H_p$  en el canal de la margen izquierda



**Figura 4.8b** Escala para leer  $H_p$  en el canal de la margen derecha

El hecho de disponer de las escalas para hacer lecturas que permitan conocer el nivel del agua en esas secciones, junto con el conocimiento adquirido en el laboratorio con respecto al funcionamiento hidráulico de ambos canales, y las mediciones realizadas en los experimentos de laboratorio que se describen en el capítulo III, permite notar la excelente conveniencia de deducir leyes de descarga para cada uno de los canales en función de la variable  $H_p$  de cada canal.

El efecto de remanso que produce cada conjunto de pilas hacia aguas arriba de su localización en sendos canales, permite notar la facilidad con la que se puede hacer la lectura del nivel de la superficie libre del agua en ese tramo; además, al observar los perfiles hidráulicos calculados se deduce que es adecuado obtener una relación única entre el nivel del agua, denotado como  $H_p$ , y el correspondiente caudal que conduce el canal. Es conveniente hacer notar que el valor de la variable  $H_p$ , es independiente de la rugosidad del canal de acceso y del efecto de la transición en

la entrada del mismo, por lo que prácticamente depende del efecto del grupo de pilas que se opone al flujo, lo que da lugar a tener menos factores que produzcan incertidumbre en la ley de descarga.

#### 4.2.1 Ley de descarga del canal de la margen izquierda

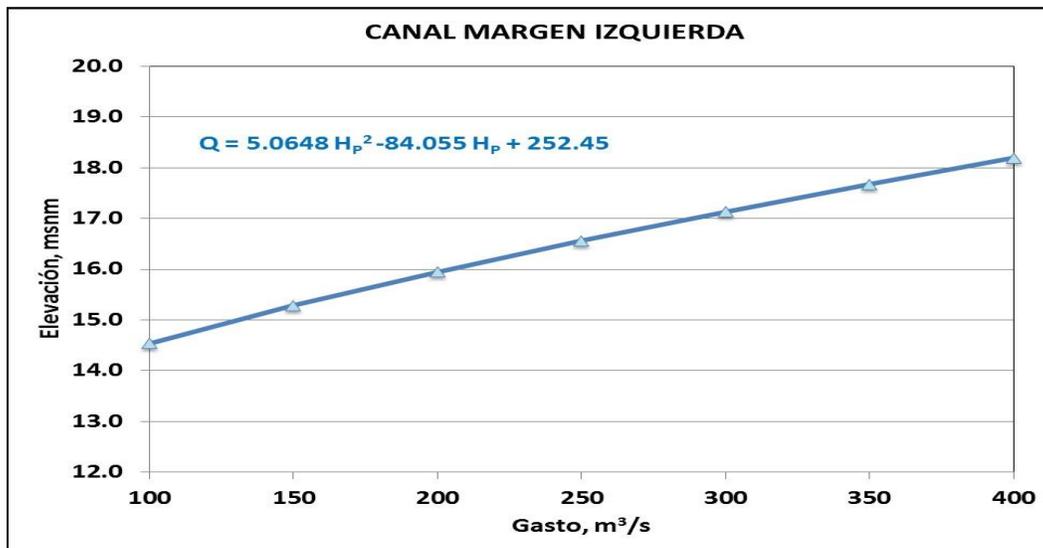
En la Figura 4.2 se presentan los perfiles hidráulicos calculados en el canal de la margen izquierda; en la misma figura se indica la sección transversal donde se conoce el valor de  $H_p$  para cada caudal; así, de la tabla que se incluye en el Apéndice D, se seleccionan los valores correspondientes a esta variable, los cuales se reportan nuevamente en la Tabla 4.3.

**Tabla 4.3** Coordenadas de la curva  $H_p - Q$  del canal de la margen izquierda

$Q$ [m <sup>3</sup> /s]	$H_p$ [msnm]
100	14.5408
150	15.2855
200	15.9504
250	16.5616
300	17.1333
350	17.6741

Con base en las coordenadas reportadas en la Tabla 4.3, cuya curva se incluye en la Figura 4.9, se obtiene la ley de descarga de este canal, la cual también se presenta en la misma figura.

$$Q_{MI} = 5.0648 H_p^2 - 84.055 H_p + 252.45 \quad (4.4)$$



**Figura 4.9** Ley de descarga del canal de la margen izquierda en función de  $H_p$

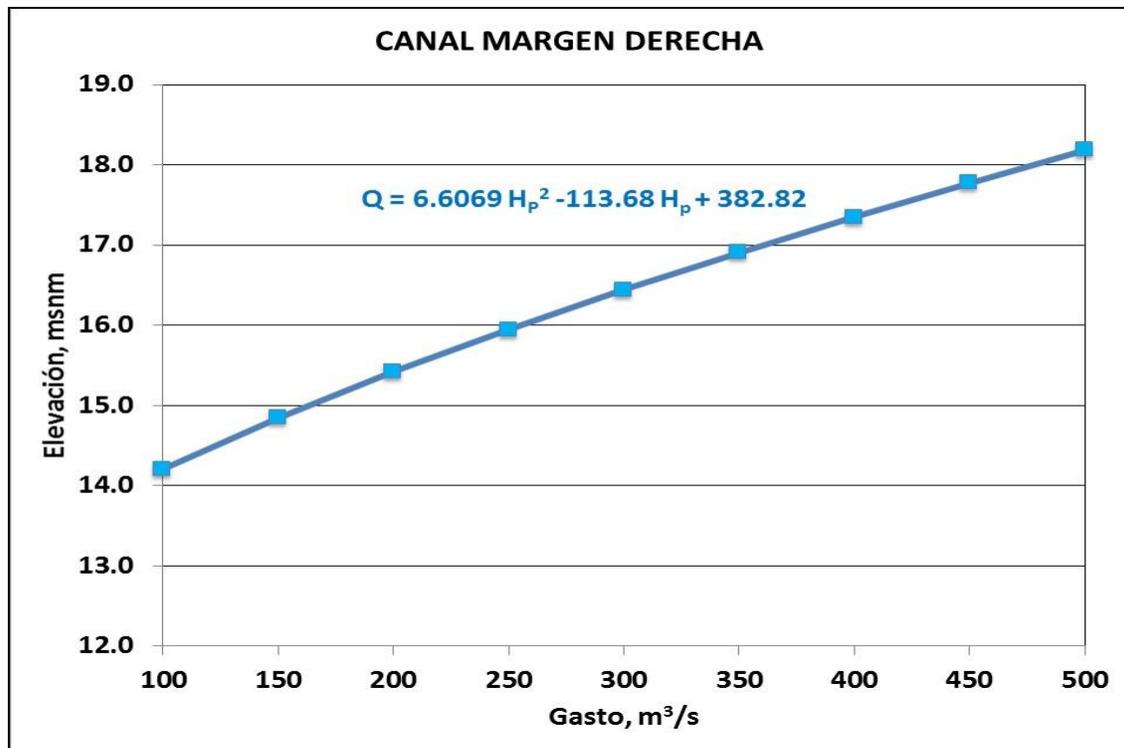
#### 4.2.2 Ley de descarga del canal de la margen derecha

Nuevamente, de los resultados de los perfiles hidráulicos que se incluyen en la tabla del Apéndice D, se toman los valores correspondientes de la variable  $H_p$  del canal en estudio; estos valores también se presentan en la Tabla 4.4. La correspondiente ley de descarga se presenta en la Figura 4.10, donde también se presenta la expresión matemática de esta ley de descarga.

**Tabla 4.4** Coordenadas de la curva  $H_p - Q$  del canal de la margen derecha

$Q$ [m <sup>3</sup> /s]	$H_p$ [msnm]
100	14.2056
150	14.8470
200	15.4193
250	15.9455
300	16.4399
350	16.9030
400	17.3467
450	17.7724
500	18.1827

$$Q_{MD} = 6.6069 H_p^2 - 113.68 H_p + 382.82 \quad (4.5)$$



**Figura 4.10** Ley de descarga del canal de la margen derecha en función de  $H_p$

### 4.3 Aplicación de las leyes de descarga

El Organismo de Cuenca Frontera Sur de Comisión Nacional del Agua, CONAGUA, realizó una campaña de mediciones donde se incluyó a la estructura de control El Macayo. En el Apéndice E se incluye el correspondiente informe técnico.

Las mediciones se hicieron desde el 18 hasta el 26 de agosto de 2014. Durante la campaña se propuso operar la Central Hidroeléctrica Peñitas con descarga de caudal constante durante tres periodos de tres días consecutivos. Así, para el primer periodo de tres días se descargaron 400 m<sup>3</sup>/s; durante ese mismo intervalo de tiempo, se hicieron lecturas de las elevaciones de la superficie libre del agua en las escalas que se localizan a casi 10 m aguas arriba de las pilas que están en los canales de la margen izquierda y derecha del Macayo (ver las Figuras 4.8).

Entre las otras mediciones de niveles del agua que se realizaron, se destaca el del nivel de la superficie libre del agua en la estación hidrométrica Samaria. Con base en estas mediciones es factible revisar la conservación de masa en el sistema hidráulico; para ello se emplea la versión de la ecuación de continuidad para flujo unidimensional en régimen permanente; así, se debe cumplir que el caudal que descarga Peñitas es igual a la suma del gasto registrado en la estación Samaria, más los caudales que descargan el canal de la margen izquierda y el canal de la margen derecha, o sea

$$Q_M = Q_S + Q_{MI} + Q_{MD} \quad (4.6)$$

Donde:

$Q_M$  Caudal que descarga Peñitas y llega a la bifurcación, en m<sup>3</sup>/s

$Q_S$  Caudal aforado en la estación hidrométrica Samaria, en m<sup>3</sup>/s

$Q_{MI}$  Caudal que descarga el canal de la margen izquierda, en m<sup>3</sup>/s

$Q_{MD}$  Caudal que descarga el canal de la margen derecha, en m<sup>3</sup>/s

Una parte de las mediciones realizadas están reportadas en la Tabla 4.5; así, en la primera columna se indica el caudal que ingresó al sistema hidráulico, y que es transportado hasta la bifurcación por el río Mezcalapa; en la segunda están los días del periodo con gasto constante, en la tercera el nivel del agua registrado en el canal de la margen izquierda; en la cuarta el nivel del agua medido en el canal de la margen derecha; y en la última columna el nivel reportado en la estación hidrométrica Samaria.

**Tabla 4.5** Niveles del agua registrados durante la campaña de mediciones

Caudal de Peñitas (m <sup>3</sup> /s)	Mes de agosto Días	Canal M. I. $H_p$ (msnm)	Canal M. D. $H_p$ (msnm)	Samaria $H_s$ (msnm)
400	18, 19 y 20	15.03	14.88	11.82
600	21, 22 y 23	15.50	15.33	12.41
800	24, 25 y 26	15.92	15.68	12.92

Con base en las lecturas del nivel del agua que se reportan en las columnas tercera y cuarta, y las expresiones incluidas en las Figuras 4.9 y 4.10 se calculan los caudales siguientes:

**Para el canal de la Margen izquierda, con  $H_p = 15.03$  m**

$$Q_{MI} = 5.1015 H_p^2 - 84.442 H_p + 249.05$$

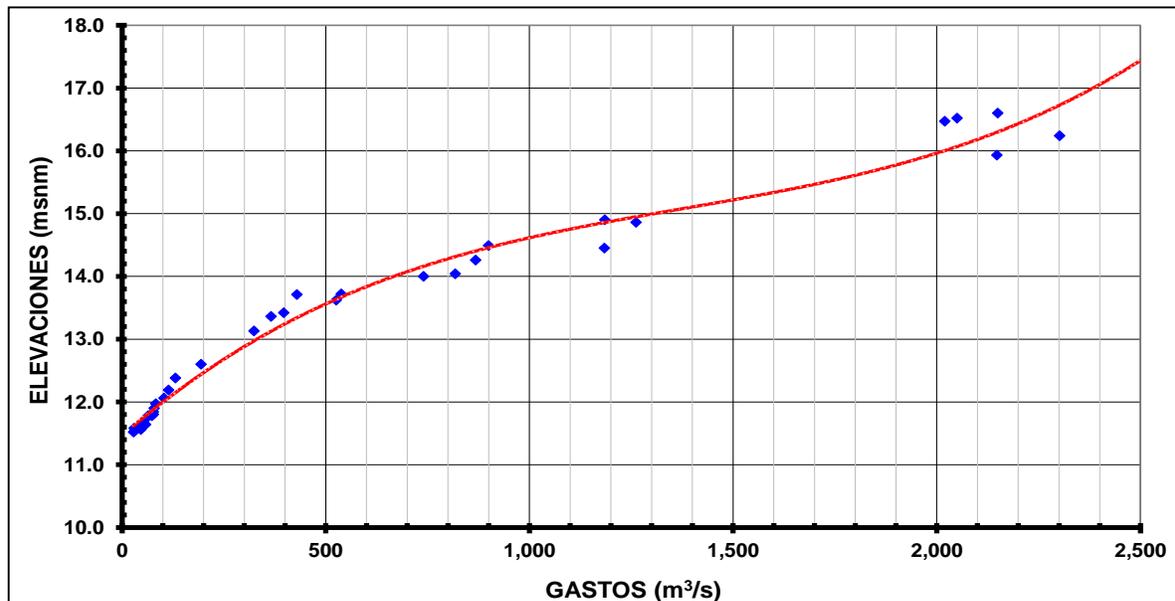
$$Q_{MI} = 5.1015 (15.03)^2 - 84.442 (15.03) + 249.05 = 132.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Para el canal de la Margen derecha, con  $H_p = 14.88$  m**

$$Q_{MD} = 6.5068 H_p^2 - 106.45 H_p + 302.72$$

$$Q_{MD} = 6.5068 (14.88)^2 - 106.45 (14.88) + 302.72 = 159.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal que transporta el río Samaria se obtuvo de la lectura directa de la curva elevaciones – caudales de la estación hidrométrica Samaria, la cual se incluye en la Figura 4.11. En este caso, con  $H_s = 11.82$  m se tiene que  $Q_s \cong 75 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**Figura 4.11** Ley de descarga de la Estación Hidrométrica Samaria

En la Tabla 4.6 se presentan los resultados que permiten revisar la conservación de masa en el sistema hidráulico: la primera y segunda columnas se refieren al canal de la margen izquierda, así, en la primera está anotada la cota del agua, y en la segunda el caudal calculado con la ec 4.4; de manera similar, las dos columnas siguientes se refieren al canal de la margen derecha; en las columnas cinco y seis están los valores referidos al tramo del río Samaria; en la columna siete está la suma de los caudales que salen del sistema hidráulico, mientras que en la última columna se indica el caudal que ingresa al sistema.

Cabe señalar que las mediciones reportadas en la Tabla 4.6 se realizaron los días 19, 22 y 25 de agosto del presente año, respectivamente con el orden presentado en la tabla, así también en los tres días las mediciones se realizaron a las 8:00 hrs, lo cual implica que el tiempo transcurrido fue el suficiente para que las mediciones se hicieran para un flujo permanente.

**Tabla 4.6** revisión de conservación de masa en el sistema hidráulico

Canal Margen Izq.		Canal Margen Der.		Est. Hidr. Samaria		$Q_{MI} + Q_{MD} + Q_S$	Peñitas
$H_P$ (msnm)	$Q_{MI}$ (m <sup>3</sup> /s)	$H_P$ (msnm)	$Q_{MD}$ (m <sup>3</sup> /s)	H (msnm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)
15.03	132.32	14.88	159.44	16.85	75	366	400
15.50	165.83	15.33	200	17.05	135	500	600
15.92	197.69	15.68	233.36	17.25	300	731	800

Con respecto al día 19 se tiene que la diferencia entre lo que descarga Peñitas y lo que sale del sistema hidráulico es de 8.5 %.

Al proceder de manera similar se obtiene que para el día 22 la diferencia entre lo que ingresa y sale del sistema hidráulico es de 16.6 %, mientras que para el día 25 es de 8.75 %.

Se considera que los valores calculados tienen errores que están dentro de lo aceptable cuando se hacen aforos en campo; además, queda la duda en cuanto al gasto que estuvo descargando la presa Peñitas de manera constante e igual a 400 m<sup>3</sup>/s; ¿qué tan preciso es este dato?; seguramente también es un valor aproximado a la realidad.



## V. Conclusiones y recomendaciones

Se dispone de varias leyes para calcular los caudales que descarga la estructura de control El Macayo. Una de ellas es válida para calcular de manera directa el gasto total que se descarga, en función de la elevación de la superficie libre del agua, cuyo valor se mide en la zona inmediata que se ubica aguas arriba de donde están las entradas de ambos canales de acceso. Además, se tienen otras dos leyes que permiten calcular el caudal que se descarga por cada uno de los canales, en función de la lectura del nivel del agua medido en las escalas que se tienen a unos cuantos metros aguas arriba de la nariz de cada conjunto de pilas.

Las leyes de descarga obtenidas tienen como base dos puntos fundamentales: uno de ellos es el empleo de la teoría del flujo unidimensional gradualmente variado, para hacer el cálculo de perfiles hidráulicos en régimen permanente; el otro consiste en la disponibilidad de un modelo físico de la estructura de control, que permitió obtener de manera experimental un coeficiente empírico para calcular el efecto de remanso producido por la presencia de pilas en cada uno de los canales de la estructura. Los excelentes resultados obtenidos, permitieron tener confianza para deducir las leyes de descarga de la estructura de control El Macayo.

Conviene destacar que el valor del coeficiente  $C_0 = 0.50$ , se debe a la presencia de las pilas en combinación con el funcionamiento hidráulico de los canales, lo que da lugar a que el flujo en la vecindad de la nariz de las pilas se comporte de manera similar al de una transición brusca.

El cálculo que se presenta para calcular el caudal que descarga cada canal a partir de lecturas hechas en las escalas de los mismos, es una muestra de la utilidad de las expresiones deducidas en este trabajo. Además, la ley que describe la capacidad total de descarga de la estructura es útil para emplearla como condición

de frontera del sistema hidráulico conformado por los ríos Mezcalapa – Samaria – Carrizal; esta condición de frontera, junto con las otras condiciones de frontera correspondientes al hidrograma de descarga de la presa Peñitas en el río Mezcalapa, y la curva elevaciones - gastos de la estación hidrométrica Samaria, permiten modelar el funcionamiento hidráulico del sistema en condiciones de flujo no permanente. Este tipo de modelación permite determinar la distribución del gasto que transporta el río Mezcalapa entre los captados por el río Samaria y los derivados hacia el Carrizal.

Las leyes de descarga también son útiles para hacer estudios de procesos de azolve en los ríos Samaria y Carrizal; en este último se ha dicho que tiende a azolverse, debido al efecto del remanso producido por la estructura. Una manera de disminuir este posible depósito de sedimentos en el cauce del Carrizal, es manteniendo las compuertas radiales de la estructura de control completamente abiertas, para disminuir el efecto de remanso; por ello, se propone que se operen las compuertas solo en presencia de avenidas, para controlar el gasto que se dirige hacia la ciudad de Villahermosa, con lo que se evita el desbordamiento del río Carrizal.

Se considera que los excelentes resultados obtenidos son muestra de la clara ventaja que se tiene al hacer estudios teóricos que se complementen con mediciones experimentales.

# Apéndices



## **Apéndice A**

### **Método de Paso Estándar**

El método de Paso Estándar se emplea para realizar el cálculo de perfiles hidráulicos en canales, donde se considera que el flujo es del tipo unidimensional, en régimen permanente y gradualmente variado. Este método es ampliamente recomendado para calcular perfiles hidráulicos en canales no prismáticos.

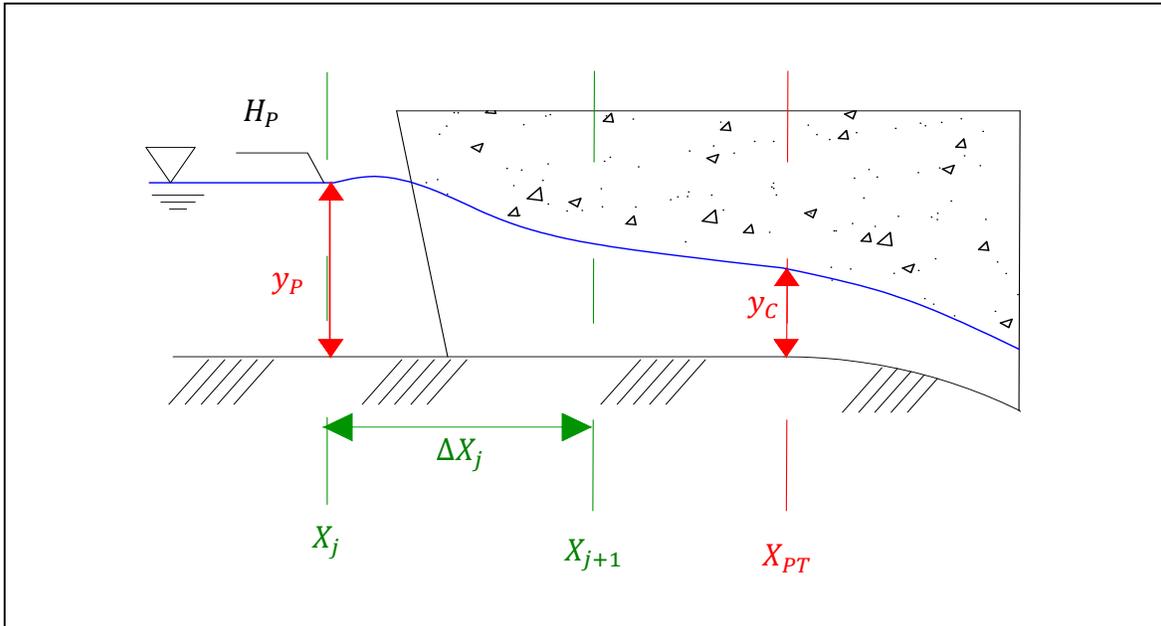
El método consiste básicamente en plantear la ecuación de la energía entre dos secciones transversales que están separadas una distancia,  $\Delta X$ , la cual es conocida; para una de estas dos secciones se conoce el tirante o la elevación de la superficie libre del agua (*SLA*); además se conoce la forma y dimensiones de ambas secciones transversales, y también el coeficiente de rugosidad de Manning, además de que solamente en una de las dos secciones que limitan el tramo en estudio se conoce el tirante o el nivel de la *SLA*.

Conocido el tirante o la cota de la *SLA* en una sección, así como sus características geométricas, permite calcular para la misma sus elementos geométricos, es decir: el área hidráulica,  $A$ ; perímetro mojado,  $P$ ; radio hidráulico,  $R_h$ , ancho de su superficie libre,  $T$ ; además, al hacer el cociente del caudal entre el área hidráulica se obtiene la llamada velocidad media,  $V$ , del flujo considerado como unidimensional.

Una de las condiciones para emplear este método indica que la línea que define el perfil hidráulico a calcular, entre las dos secciones, debe ser continua y cambiar de manera gradual a lo largo del tramo de longitud  $\Delta X$ ; también debe ser posible calcular las pérdidas de energía que existen entre las secciones seleccionadas. Una de esas pérdidas se debe a la fricción que hay entre el flujo y las paredes del canal; mientras que la otra, conocida como pérdida local, ocurre donde hay cambios graduales o bruscos de la forma y/o dimensiones de la sección transversal; en el caso de canales naturales esta pérdida ocurre de manera continua.

Al sustituir los elementos geométricos conocidos en una de las secciones, en la ecuación de la energía, se obtiene una ecuación no lineal del tipo implícito, en función del tirante o la elevación de la *SLA* en la sección transversal ubicada a una distancia  $\Delta X$ . Al resolverla se obtiene ese tirante o la elevación de la *SLA*.

En el caso particular de nuestros canales en la estructura El Macayo, la sección donde se conoce el tirante se asocia con el cadenamiento  $X_{j+1}$ , mientras que la sección donde se desea calcular el tirante se identificará como  $X_j$ , ver Figura A.1; se recuerda que el flujo se encuentra en régimen subcrítico, por lo que el cálculo se hace desde aguas abajo hacia aguas arriba; para nuestro primer cálculo la sección conocida  $X_{j+1}$ , es la sección de control localizada en el punto de tangencia  $X_{PT}$ .



**Figura A.1** Definición de secciones para el Paso Estándar

En un canal con plantilla horizontal, la ecuación de la energía se expresa como:

$$H_j + \frac{V_j^2}{2g} = H_{j+1} + \frac{V_{j+1}^2}{2g} + h_{fj} + h_{lj} \quad (A.1)$$

Donde:

- $H$  Es la elevación de la superficie libre del agua, en la sección  $j$  o en la  $j + 1$ , con respecto a un plano horizontal de referencia; se recomienda que dicho plano sea el nivel medio del mar, en msnm
- $V$  La velocidad media del flujo, en la sección  $j$  o la  $j + 1$ , en m/s
- $g$  La constante de la aceleración de la gravedad,  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- $h_{fj}$  La pérdida de energía debida a la fricción que ocurre en el tramo con longitud  $\Delta X_j$ , en m
- $h_{lj}$  La pérdida de energía debida a una transición, tanto del tipo gradual como brusca, presente en el tramo de longitud  $\Delta X_j$ , en m.

Se aclara que es común aceptar el coeficiente de Coriolis,  $\alpha$ , que se emplea en la ecuación de la energía, para tomar en cuenta que el cálculo de la energía cinética se hace con la velocidad media en lugar de la distribución de velocidades, es igual a la unidad, por lo que se ha omitido su presencia en la ec A.1.

La pérdida por fricción que ocurre en el tramo comprendido por las secciones  $j$  y  $j + 1$ , es comúnmente calculada con el producto del promedio aritmético de las pendientes de fricción en sendas secciones por la distancia que hay entre ellas; así, esta pérdida se expresa como:

$$h_{fj} = \Delta X_j \frac{(S_{fj} + S_{fj+1})}{2} \quad (A. 2)$$

Donde para cualquier sección  $j$ , la pendiente de fricción se calcula con base en una fórmula de flujo uniforme, comúnmente la de Manning; así se tiene

$$S_{fj} = \left( \frac{V_j n}{R_{hj}^{2/3}} \right)^2 \quad (A. 3)$$

En un canal de plantilla horizontal o de pendiente pequeña, para cualquier sección  $j$ , la elevación de la superficie libre del agua, denotada como  $H_j$ , con respecto al plano horizontal de referencia, es

$$H_j = Z_j + y_j \quad (A. 4)$$

Otra pérdida de energía a presentarse en los canales es la debida a transiciones, tanto graduales como bruscas; este tipo de pérdida se denota como  $h_{lj}$  en la ecuación de la energía. Una de las expresiones más aceptadas y recomendadas para su cálculo es la propuesta en 1928 por Hinds, e incluye las transiciones por expansión y contracción. En particular, para una contracción:

$$h_{lj} = C_0 \left[ \frac{V_{j+1}^2}{2g} - \frac{V_j^2}{2g} \right] \quad (A. 5)$$

Donde el coeficiente  $C_0$  depende del tipo de contracción.

Al Sustituir las ecs A.2 y A.5; en la ec A.1 se obtiene:

$$F(H_j) = H_j + (1 + C_0) \frac{V_j^2}{2g} - \frac{\Delta X_j}{2} \left( \frac{V_j n}{R_{hj}^{2/3}} \right)^2 - ED = 0 \quad (A. 6a)$$

Donde en el término  $ED$  están los términos conocidos en la sección  $X_{j+1}$ , es decir:

$$ED = H_{j+1} + (1 + C_0) \frac{V_{j+1}^2}{2g} + \frac{\Delta X_j}{2} \left( \frac{V_{j+1} n}{R_{hj+1}^{2/3}} \right)^2 \quad (A. 6b)$$

Al sustituir la ec A.4 en las ecs A.6, se obtiene una ecuación no lineal e implícita, cuya incógnita es el tirante  $y_j$ . Así, la ecuación de la energía para el cálculo entre dos secciones localizadas dentro de los canales de la estructura El Macayo, aguas arriba del punto de tangencia PT, se expresa como

$$F(y_j) = Z_j + y_j + (1 + C_0) \frac{Q^2}{2gA_j^2} - \frac{\Delta X_j}{2} \left( \frac{Q n}{A_j R_{hj}^{2/3}} \right)^2 - EDY = 0 \quad (A. 7a)$$

Donde  $EDY$  es una constante que se obtiene de sustituir todo los datos de la sección  $X_{j+1}$ , cuyo valor se calcula como:

$$EDY = Z_{j+1} + y_{j+1} + (1 + C_0) \frac{Q^2}{2gA_{j+1}^2} + \frac{\Delta X_j}{2} \left( \frac{Q n}{A_{j+1} R_{hj+1}^{2/3}} \right)^2 \quad (A. 7b)$$

En la actualidad se dispone de varias alternativas para resolver la ec A.7a; una de ellas consiste en recurrir a un método numérico; el más empleado tradicionalmente es el método de Newton–Raphson, que consiste en utilizar de manera recursiva la expresión siguiente:

$$y_j^{i+1} = y_j^i - \frac{F(y_j^i)}{F'(y_j^i)} \quad (A. 8)$$

Donde

$$F'(y_j^i) = 1 - (1 + C_0) F_{rj}^2 + \frac{\Delta X_j}{2} S_{fj} \left( \frac{5T_j - 4R_{hj}}{3A_j} \right) \quad (A. 8)$$

Y  $F_r^2$  es el cuadrado del número de Froude, en la sección  $j$ .

Este método numérico, del tipo recursivo, se distingue por su rapidez de convergencia. El criterio de convergencia se basa en revisar la condición siguiente

$$|y_j^{i+1} - y_j^i| \leq 0.001 m \quad (A.9)$$

Actualmente se dispone de otras herramientas para resolver este tipo de problemas; una de ellas es la función objetivo incluida en el paquete de EXCEL; o bien, emplear paquetes que permiten resolver esta clase de ecuaciones como MAPPLE, MATLAB, etc.

Además, existen modelos matemáticos, como el *HEC-RAS*, desarrollado por el cuerpo de la armada de los EUA, que ha sido probado y es ampliamente recomendado para el cálculo de perfiles hidráulicos en canales artificiales y naturales. Sin embargo, debido a las particularidades de los canales que se estudian en este trabajo, se consideró preferible desarrollar una tabla de cálculo en EXCEL, donde se emplea la función objetivo para resolver la versión no lineal e implícita de la ecuación de la energía, ec A.7a.

Así, el cálculo de los perfiles hidráulicos para el presente trabajo, se hizo empleando la función objetivo en la tabla de cálculo de EXCEL. El modelo obtiene el valor del tirante en la sección  $X_j$  para el cual se cumple la ecuación A.7a, ingresando como datos: el caudal, coeficiente de rugosidad de Manning,  $n$ , la geometría de las secciones empleadas, la distancia entre secciones,  $\Delta X_j$  y el coeficiente,  $C_0$ , por pérdida de energía local.

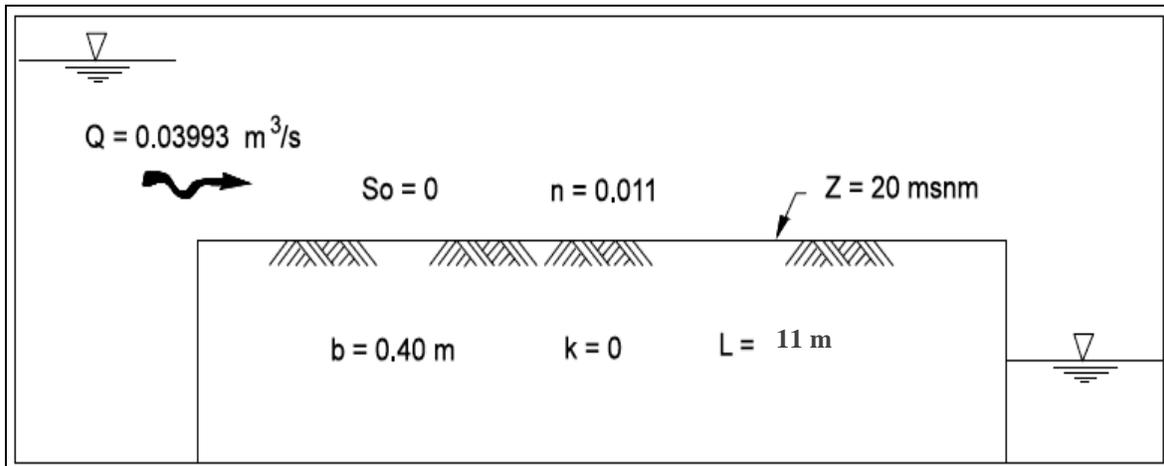
### A.1 Verificación del modelo desarrollado en la tabla de cálculo

Una manera sencilla de verificar los resultados que se obtienen de la tabla que se elaboró en EXCEL para el cálculo de perfiles hidráulicos, consiste en comparar dichos resultados con respecto a los obtenidos de otro modelo matemático; para ello se dispone de un modelo hecho en el lenguaje de programación Fortran, desarrollado para calcular perfiles hidráulicos con el método de Paso Estándar, donde se emplea el método numérico de Newton – Raphson para resolver la versión no lineal e implícita de la ecuación de la energía; sin embargo, la mejor manera de comparar los resultados de cualquier modelo matemático, se tiene cuando se emplean mediciones de laboratorio; para ello se utiliza una parte de los resultados experimentales reportados por Bateman *et al* (1991), lo que permite comparar los resultados de ambos modelos matemáticos con mediciones hechas en laboratorio.

En Bateman *et al* (1991) se presenta un método inverso para calcular el coeficiente de rugosidad de Manning, donde se reportan mediciones hechas en laboratorio de tirantes que definen perfiles hidráulicos del tipo H2, con flujo en régimen permanente y gradualmente variado. De este estudio se tomaron los resultados experimentales del perfil hidráulico correspondiente a un caudal de  $0.03993 \text{ m}^3/\text{s}$ ; las mediciones se

hicieron en un canal horizontal de 20 m de longitud, sección transversal rectangular, con ancho de plantilla  $b = 0.40 \text{ m}$  y paredes lisas con coeficiente de rugosidad de Manning  $n = 0.011$ . El canal estaba conectado aguas arriba con un almacenamiento, y en la descarga se tenía una caída libre, véase el esquema de la Figura A.2.

En las primeras dos columnas de la Tabla A.1 se reporta la localización y los valores de los tirantes medidos por Bateman *et al* (1991), en el tramo final del canal de laboratorio, cuya longitud fue de 11 m.



**Figura A.2.** Esquema del perfil longitudinal del canal de laboratorio

Por otro lado, con la tabla de cálculo desarrollada en Excel y los datos del canal se calculó el correspondiente perfil hidráulico, y también con el programa desarrollado en lenguaje Fortran. Así, en la tercera y cuarta columnas de la Tabla A.1 se incluyen los resultados obtenidos de la tabla de cálculo, mientras que en las columnas quinta y sexta los tirantes calculados con el programa en Fortran.

Finalmente en la Figura A.3 se presentan tanto los dibujos de los perfiles calculados, como las mediciones de laboratorio hechas por Bateman; ahí se nota la excelente concordancia de los valores calculados con ambos modelos matemáticos, y que estos quedan adecuadamente avalados con base en las mediciones de Bateman *et al* (1991). Un ejemplo similar a éste se desarrolla con todo detalle en Jiménez *et al* (2014).

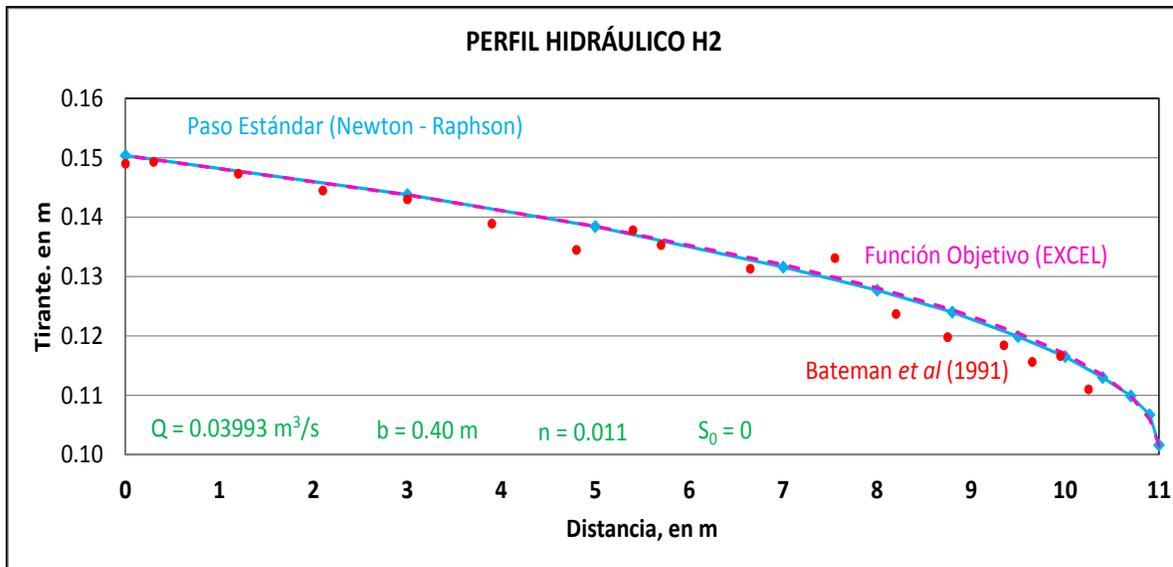


Figura A.3 Verificación de los modelos matemáticos para el cálculo de perfiles hidráulicos

Tabla A.1 Comparación de valores medidos y calculados

Bateman et al (1991)		Paso Estándar Función Objetivo		Paso Estándar Newton - Raphson	
X [m]	y [m]	X [m]	y [m]	X [m]	y [m]
0	0.1490	0.00	0.1015	0.00	0.1015
0.3	0.1493	3.00	0.1060	3.00	0.1062
1.2	0.1473	5.00	0.1098	5.00	0.1099
2.1	0.1445	7.00	0.1134	7.00	0.1135
3	0.1430	8.00	0.1170	8.00	0.1170
3.9	0.1389	8.80	0.1204	8.80	0.1205
4.8	0.1345	9.50	0.1244	9.50	0.1244
5.4	0.1378	10.00	0.1281	10.00	0.1281
5.7	0.1353	10.40	0.1320	10.40	0.1321
6.65	0.1313	10.70	0.1385	10.70	0.1385
7.55	0.1331	10.90	0.1437	10.90	0.1438
8.2	0.1237	11.00	0.1504	11.00	0.1504
8.75	0.1198				
9.35	0.1184				
9.65	0.1156				
9.95	0.1166				
10.25	0.1110				



Apéndice B Análisis de sensibilidad para Co (CMI)

Sección j	X [m]	Co = 0.00			Co = 0.30			Co = 0.60		
		h <sub>v</sub> [m]	h <sub>f</sub> [m]	H [m]	h <sub>v</sub> [m]	h <sub>f</sub> [m]	H [m]	h <sub>v</sub> [m]	h <sub>f</sub> [m]	H [m]
0	0.00	1.9072	0.0010	5.7226	37.8865	1.5102	5.7226	37.8865	1.5102	5.7226
1	0.10	1.8388	0.0019	5.7254	38.3093	1.5211	5.7254	38.3086	1.5211	5.7254
2	0.30	1.7914	0.0027	5.7299	38.6154	1.5289	5.7299	38.6144	1.5289	5.7299
3	0.60	1.7469	0.0035	5.7360	38.9136	1.5363	5.7360	38.9132	1.5363	5.7360
4	1.00	1.7046	0.0042	5.7436	39.2088	1.5436	5.7436	39.2086	1.5436	5.7436
5	1.50	1.6640	0.0057	5.7534	39.5019	1.5507	5.7534	39.5018	1.5507	5.7534
6	2.20	1.6193	0.0063	5.7653	39.8375	1.5587	5.7653	39.8374	1.5587	5.7653
7	3.00	1.5782	0.0077	5.7791	40.1590	1.5662	5.7791	40.1589	1.5662	5.7791
8	4.00	1.5359	0.0148	5.8013	40.5035	1.5742	5.8013	40.5034	1.5742	5.8013
9	6.00	1.4690	0.0280	5.8433	41.0780	1.5871	5.8433	41.0779	1.5871	5.8433
10	10.00	1.3723	0.0258	5.8948	41.9803	1.6067	5.8948	41.9803	1.6067	5.8948
11	14.00	1.3015	0.0241	5.9431	42.7043	1.6219	5.9431	42.7043	1.6219	5.9431
12	18.00	1.2452	0.0286	5.9945	43.3242	1.6344	5.9945	43.3241	1.6344	5.9945
13	23.00	1.1876	0.0539	6.0753	44.0025	1.6478	6.4316	44.0025	1.6478	6.7879
14	33.00	0.7610	0.0138	6.1029	28.0470	3.3479	6.2441	28.5109	3.4318	6.4188
15	43.00	0.7503	0.0135	6.1300	28.1133	3.3601	6.2686	28.5679	3.4419	6.4407
16	53.00	0.7400	0.0100	6.1532	28.1782	3.3719	6.2898	28.6239	3.4518	6.4597
17	60.50	0.7326	0.0262	6.1892	28.2260	3.3806	6.3226	28.6653	3.4591	6.4891
18	80.50	0.5907	0.0195	6.2283	29.5980	3.5770	6.3587	30.0037	3.6542	6.5219
19	100.50	0.3223	0.0089	6.2460	34.8209	4.1010	6.3751	35.1898	4.1850	6.5368
20	120.50	0.1650	0.0039	6.2538	43.0953	4.6228	6.3823	43.4626	4.7187	6.5435
21	140.50	0.0869	0.0018	6.2574	54.6058	5.0234	6.3857	55.0008	5.1306	6.5466
22	160.50	0.0501	0.0010	6.2594	68.6172	5.2669	6.3875	69.0704	5.3818	6.5483
23	180.50	0.0315	0.0030	6.2630	84.1292	5.4182	6.3908	84.6481	5.5380	6.5513
24	280.50	0.0006	0.0001	6.2630	0.0006	0.0000	6.3908	0.0006	0.0000	6.5513

**Nota:** Para cada cálculo del perfil hidráulico se presentan la carga de velocidad, la carga de pérdida por fricción y la elevación de la SLA en cada sección transversal; h<sub>v</sub>, h<sub>f</sub> y H, respectivamente.

## Apéndice B Análisis de sensibilidad para Co (CMD)

Sección	X	Co = 0.00			Co = 0.30			Co = 0.60		
		$h_v$	$h_f$	H	$h_v$	$h_f$	H	$h_v$	$h_f$	H
j	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
21	0.00	1.9970	0.0010	5.9919	1.9970	0.0010	5.9919	1.9970	0.0010	5.9919
20	0.10	1.9261	0.0019	5.9948	1.9261	0.0019	5.9948	1.9261	0.0019	5.9948
19	0.30	1.8771	0.0028	5.9994	1.8771	0.0028	5.9994	1.8771	0.0028	5.9994
18	0.60	1.8310	0.0036	6.0056	1.8310	0.0036	6.0056	1.8310	0.0036	6.0056
17	1.00	1.7871	0.0043	6.0134	1.7871	0.0043	6.0134	1.7870	0.0043	6.0134
16	1.50	1.7450	0.0059	6.0235	1.7450	0.0059	6.0235	1.7450	0.0059	6.0235
15	2.20	1.6986	0.0065	6.0357	1.6986	0.0065	6.0357	1.6986	0.0065	6.0357
14	3.00	1.6559	0.0079	6.0498	1.6559	0.0079	6.0498	1.6559	0.0079	6.0498
13	4.00	1.6119	0.0152	6.0726	1.6119	0.0152	6.0726	1.6119	0.0152	6.0726
12	6.00	1.5423	0.0288	6.1158	1.5423	0.0288	6.1158	1.5422	0.0288	6.1158
11	10.00	1.4417	0.0331	6.1754	1.4417	0.0331	6.1754	1.4416	0.0331	6.1755
10	15.00	1.3520	0.0306	6.2367	1.3520	0.0306	6.2367	1.3520	0.0306	6.2367
9	20.00	1.2835	0.0287	6.2941	1.2835	0.0287	6.2941	1.2835	0.0287	6.2941
8	25.00	1.2279	0.0707	6.3920	1.2279	0.0707	6.7604	1.2279	0.0707	7.1288
7	38.00	0.6387	0.0064	6.4103	0.5885	0.0057	6.6001	0.5390	0.0050	6.8197
6	45.00	0.6351	0.0090	6.4257	0.5858	0.0080	6.6137	0.5369	0.0071	6.8317
5	55.00	0.6300	0.0098	6.4444	0.5819	0.0088	6.6305	0.5340	0.0077	6.8465
4	66.00	0.6247	0.0124	6.4665	0.5778	0.0110	6.6502	0.5309	0.0098	6.8640
3	80.00	0.5453	0.0113	6.4881	0.5059	0.0102	6.6695	0.4660	0.0090	6.8811
2	95.50	0.3600	0.0074	6.5022	0.3362	0.0066	6.6822	0.3114	0.0059	6.8925
1	112.50	0.1837	0.0194	6.5248	0.1725	0.0176	6.7029	0.1607	0.0159	6.9110
0	212.50	0.0012	0.0001	6.5248	0.0011	0.0001	6.7029	0.0011	0.0001	6.9110

**Nota:** Para cada cálculo del perfil hidráulico se presentan la carga de velocidad, la carga de pérdida por fricción y la elevación de la SLA en cada sección transversal;  $h_v$ ,  $h_f$  y H, respectivamente.

**Apéndice C**  
**Calibración y verificación del coeficiente  $C_o$  "Canal de la Margen Izquierda"**

**Perfiles Hidráulicos Calculados**

Sección	$Q_m$ (m <sup>3</sup> /s)	0.00737	0.010258	0.01256
j	X (m)	H (m)		
13	0.00	0.2435	0.2546	0.2624
12	0.10	0.2530	0.2653	0.2743
11	0.20	0.2563	0.2692	0.2786
10	0.35	0.2614	0.2755	0.2858
<b>9</b>	<b>0.50</b>	<b>0.2688</b>	<b>0.2848</b>	<b>0.2967</b>
8	0.70	0.2696	0.2858	0.2976
7	0.97	0.2706	0.2869	0.2988
6	1.30	0.2731	0.2898	0.3020
5	1.64	0.2772	0.2947	0.3076
4	1.97	0.2794	0.2975	0.3106
3	2.30	0.2805	0.2988	0.3121
2	2.64	0.2810	0.2994	0.3128
1	2.97	0.2813	0.2997	0.3132
<b>0</b>	<b>4.07</b>	<b>0.2817</b>	<b>0.3002</b>	<b>0.3137</b>

**Valores Experimentales**

$Q_m$ (m <sup>3</sup> /s)	$H_P$ (m)	$H_A$ (m)
0.00737	0.2676	0.2796
0.01026	0.2845	0.3000
0.01256	0.2927	0.3117

**Nota:** Los valores en color rojo corresponden a los valores calculados en la sección aguas arriba de la nariz de la pila,  $X = 0.50$  m, y aguas arriba de la entrada a los canales,  $X = 4.07$  m,  $H_P$  y  $H_A$ , respectivamente.

**Apéndice C**  
**Calibración y verificación del coeficiente  $C_o$  "Canal de la Margen Derecha"**

**Canal Margen Derecha**

Sección	$Q_m$ (m <sup>3</sup> /s)	0.00792	0.01076	0.01416	0.0204
j	X (m)	H (m)			
9	0.00	0.2384	0.2470	0.2565	0.2723
8	0.13	0.2460	0.2556	0.2663	0.2838
7	0.27	0.2485	0.2587	0.2698	0.2881
6	0.40	0.2516	0.2626	0.2745	0.2942
<b>5</b>	<b>0.55</b>	<b>0.2604</b>	<b>0.2737</b>	<b>0.2881</b>	<b>0.3119</b>
4	0.87	0.2610	0.2742	0.2886	0.3124
3	1.10	0.2621	0.2756	0.2902	0.3145
2	1.35	0.2640	0.2779	0.2930	0.318
1	1.66	0.2666	0.2810	0.2967	0.3226
<b>0</b>	<b>3.66</b>	<b>0.2683</b>	<b>0.2830</b>	<b>0.2990</b>	<b>0.3254</b>

**Valores Experimentales**

$Q_m$ (m <sup>3</sup> /s)	$H_P$ (m)	$H_A$ (m)
0.0079	0.2613	0.2715
0.0108	0.2742	0.2850
0.0142	0.2859	0.2985
0.0204	0.3085	0.3250

**Nota:** Los valores en color rojo corresponden a los valores calculados en la sección aguas arriba de la nariz de la pila,  $X = 0.55$  m, y aguas arriba de la entrada a los canales,  $X = 3.66$  m,  $H_P$  y  $H_A$ , respectivamente.

**Apéndice D**  
**Cálculos para las leyes de descarga “Canal de la Margen Izquierda”**

Sección	Q [m <sup>3</sup> /s]	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
j	X [m]	H [msnm]					
1	0.00	13.6547	14.1683	14.6267	15.0480	15.4419	15.8144
2	0.10	13.6950	14.2159	14.6807	15.1078	15.5072	15.8848
3	0.30	13.7239	14.2503	14.7198	15.1512	15.5544	15.9357
4	0.60	13.7520	14.2837	14.7579	15.1935	15.6006	15.9856
5	1.00	13.7797	14.3167	14.7954	15.2352	15.6462	16.0348
6	1.50	13.8071	14.3493	14.8327	15.2766	15.6915	16.0837
7	2.20	13.8383	14.3866	14.8753	15.3240	15.7432	16.1396
8	3.00	13.8681	14.4223	14.9160	15.3693	15.7928	16.1932
9	4.00	13.8999	14.4603	14.9595	15.4178	15.8459	16.2506
10	6.00	13.9526	14.5236	15.0320	15.4986	15.9344	16.3463
11	10.00	14.0347	14.6226	15.1456	15.6253	16.0734	16.4967
12	14.00	14.1000	14.7015	15.2363	15.7268	16.1847	16.6174
13	18.00	14.1555	14.7687	15.3138	15.8135	16.2800	16.7207
14	23.00	14.2158	14.8420	15.3983	15.9083	16.3842	16.8338
15	33.00	14.5408	15.2855	15.9504	16.5616	17.1333	17.6741
16	43.00	14.5655	15.3116	15.9776	16.5898	17.1625	17.7041
17	53.00	14.5893	15.3369	16.0041	16.6174	17.1910	17.7336
18	60.50	14.6066	15.3554	16.0236	16.6377	17.2121	17.7553
19	80.50	14.6892	15.4586	16.1456	16.7777	17.3693	17.9294
20	100.50	14.8114	15.6193	16.3413	17.0057	17.6278	18.2169
21	120.50	14.8853	15.7157	16.4575	17.1399	17.7787	18.3834
22	140.50	14.9233	15.7648	16.5162	17.2072	17.8538	18.4657
23	160.50	14.9419	15.7885	16.5444	17.2394	17.8895	18.5047
24	180.50	14.9517	15.8009	16.5590	17.2559	17.9078	18.5245
25	280.50	14.9686	15.8221	16.5837	17.2838	17.9385	18.5577

**Nota:** Los valores en color rojo corresponden a los valores calculados en la sección aguas arriba de la nariz de la pila,  $X = 33.0$  m, y aguas arriba de la entrada a los canales,  $X = 280.5$  m,  $H_P$  y  $H_A$ , respectivamente.

**Apéndice D**  
**Cálculos para las leyes de descarga “Canal de la Margen Derecha”**

Sección	Q [m <sup>3</sup> /s]	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00	400.00	450.00	500.00
j	X [m]	H [msnm]								
0	0.00	13.3659	13.7899	14.1683	14.5160	14.8412	15.1487	15.4419	15.7230	15.9940
1	0.10	13.4019	13.8321	14.2159	14.5685	14.8982	15.2100	15.5072	15.7922	16.0667
2	0.30	13.4277	13.8624	14.2502	14.6064	14.9394	15.2543	15.5544	15.8422	16.1195
3	0.60	13.4527	13.8919	14.2836	14.6434	14.9796	15.2975	15.6005	15.8911	16.1710
4	1.00	13.4773	13.9211	14.3166	14.6799	15.0193	15.3403	15.6461	15.9394	16.2219
5	1.50	13.5016	13.9498	14.3493	14.7160	15.0587	15.3826	15.6914	15.9874	16.2725
6	2.20	13.5293	13.9827	14.3866	14.7573	15.1037	15.4311	15.7431	16.0423	16.3305
7	3.00	13.5557	14.0140	14.4222	14.7968	15.1468	15.4776	15.7927	16.0949	16.3860
8	4.00	13.5838	14.0475	14.4603	14.8391	15.1929	15.5273	15.8458	16.1513	16.4455
9	6.00	13.6304	14.1031	14.5236	14.9094	15.2697	15.6101	15.9344	16.2453	16.5447
10	10.00	13.7028	14.1897	14.6225	15.0194	15.3899	15.7399	16.0733	16.3929	16.7006
11	15.00	13.7730	14.2741	14.7192	15.1272	15.5079	15.8674	16.2099	16.5380	16.8540
12	20.00	13.8308	14.3439	14.7993	15.2165	15.6058	15.9734	16.3234	16.6589	16.9818
13	25.00	13.8808	14.4044	14.8689	15.2943	15.6911	16.0657	16.4225	16.7643	17.0934
14	38.00	14.2056	14.8470	15.4193	15.9455	16.4399	16.9030	17.3467	17.7724	18.1827
15	45.00	14.2167	14.8583	15.4309	15.9573	16.4518	16.9151	17.3591	17.7849	18.1953
16	55.00	14.2321	14.8742	15.4472	15.9739	16.4687	16.9323	17.3765	17.8026	18.2133
17	66.00	14.2486	14.8914	15.4648	15.9919	16.4870	16.9510	17.3955	17.8219	18.2328
18	80.00	14.2842	14.9349	15.5159	16.0503	16.5525	17.0237	17.4753	17.9087	18.3267
19	95.50	14.3496	15.0200	15.6188	16.1698	16.6875	17.1738	17.6398	18.0872	18.5187
20	112.50	14.4132	15.1030	15.7188	16.2852	16.8172	17.3169	17.7954	18.2547	18.6975
21	212.50	14.4894	15.1994	15.8330	16.4153	16.9616	17.4750	17.9661	18.4373	18.8914

**Nota:** Los valores en color rojo corresponden a los valores calculados en la sección aguas arriba de la nariz de la pila, X = 38.0 m, y aguas arriba de la entrada a los canales, X = 212.5 m, H<sub>P</sub> y H<sub>A</sub>, respectivamente.

***Apéndice E***

***Reporte de la campaña de mediciones en la  
Estructura El Macayo***

**CONAGUA**

ESTUDIO PARA DETERMINAR LAS LEYES DE DESCARGA DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL EL MACAYO



## SESIÓN 146, TERCERA DE SEGUIMIENTO

# COMITÉ TÉCNICO DE OPERACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS REGIONAL

AVANCES DE LA CAMPAÑA DE MEDICIÓN EN EL MACAYO

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas 01 de Septiembre de 2014

## Estrategia general de la campaña de aforo

Gasto constante de presa Peñitas, m <sup>3</sup> /s	TODAS LAS COMPUERTAS, SIMULTÁNEAS		
	MARGEN IZQUIERDA	MARGEN DERECHA	MARGEN IZQUIERDA Y DERECHA
	DÍA 1	DÍA 2	DÍA 3
400	√	√	√
600	√	√	√
800	√	√	√
1000	√	√	√
1200	√	√	√

<b>Gasto promedio (m<sup>3</sup>/s) =</b>	<b>800</b>
<b>Número de días =</b>	<b>15</b>



## COORDINACIÓN DE DIFERENTES ÁREAS

Estación	Personal	Equipo de aforo	Lancha con motor y combustible	Equipo de Radio comunicación	Adscripción
Extracción constante de la presa Peñitas					CFE
Coordinadores de la campaña de aforo (En macayo)	4			2	OCFS Dirección Técnica – Empresa DLTAB
Operador y Auxiliar en el manejo de compuertas	3			2	OCFS Dirección de Hidroagrícola y empresa de mantenimiento de margen derecha
Reforma-Macayo	3	1	1	Celular	Empresa DLTAB
Mezcalapa	2			Celular	Empresa DLTAB
Macayo Aguas Arriba	1			1	Empresa DLTAB
Macayo Margen Izquierda	3	1		1	Empresa DLTAB
Macayo Margen Derecha	3	1		1	Empresa DLTAB
Macayo Aguas Abajo	3	1	1	1	Empresa DLTAB
<b>Total</b>	<b>22</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>10</b>	

Acompañantes: Personal de la Subgerencia Técnica DLTAB, Instituto de Ingeniería (UNAM) y empresa supervisora de DLTAB.



**CONAGUA**  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

## CAMPAÑA DE MEDICIÓN EN EL MANEJO DE COMPUERTAS EN EL MACAYO

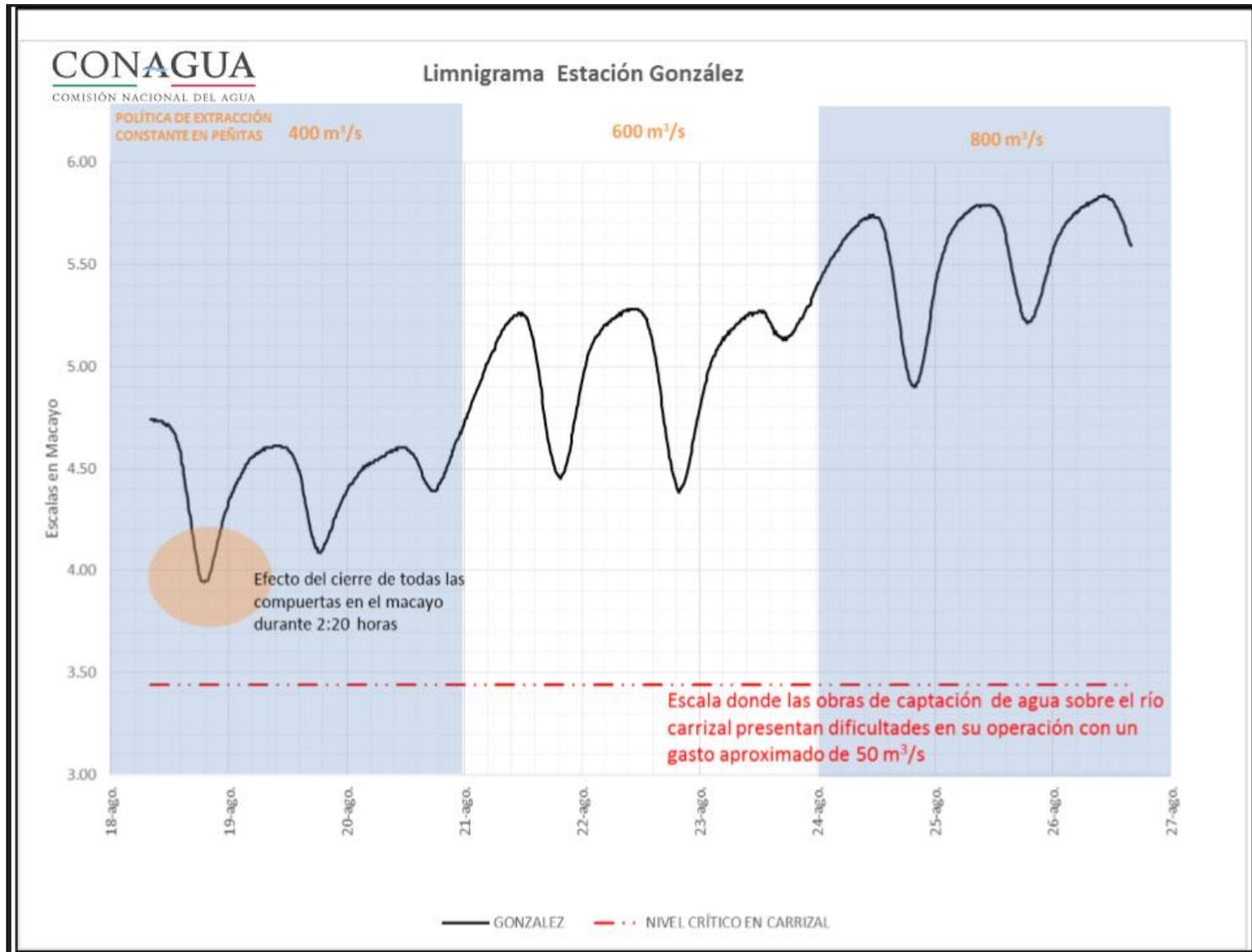
VISTA HACIA AGUAS ABAJO  
DÍA 20 DE AGOSTO  
(POLÍTICA DE EXTRACCIÓN  
EN PEÑITAS 400 m<sup>3</sup>/s)

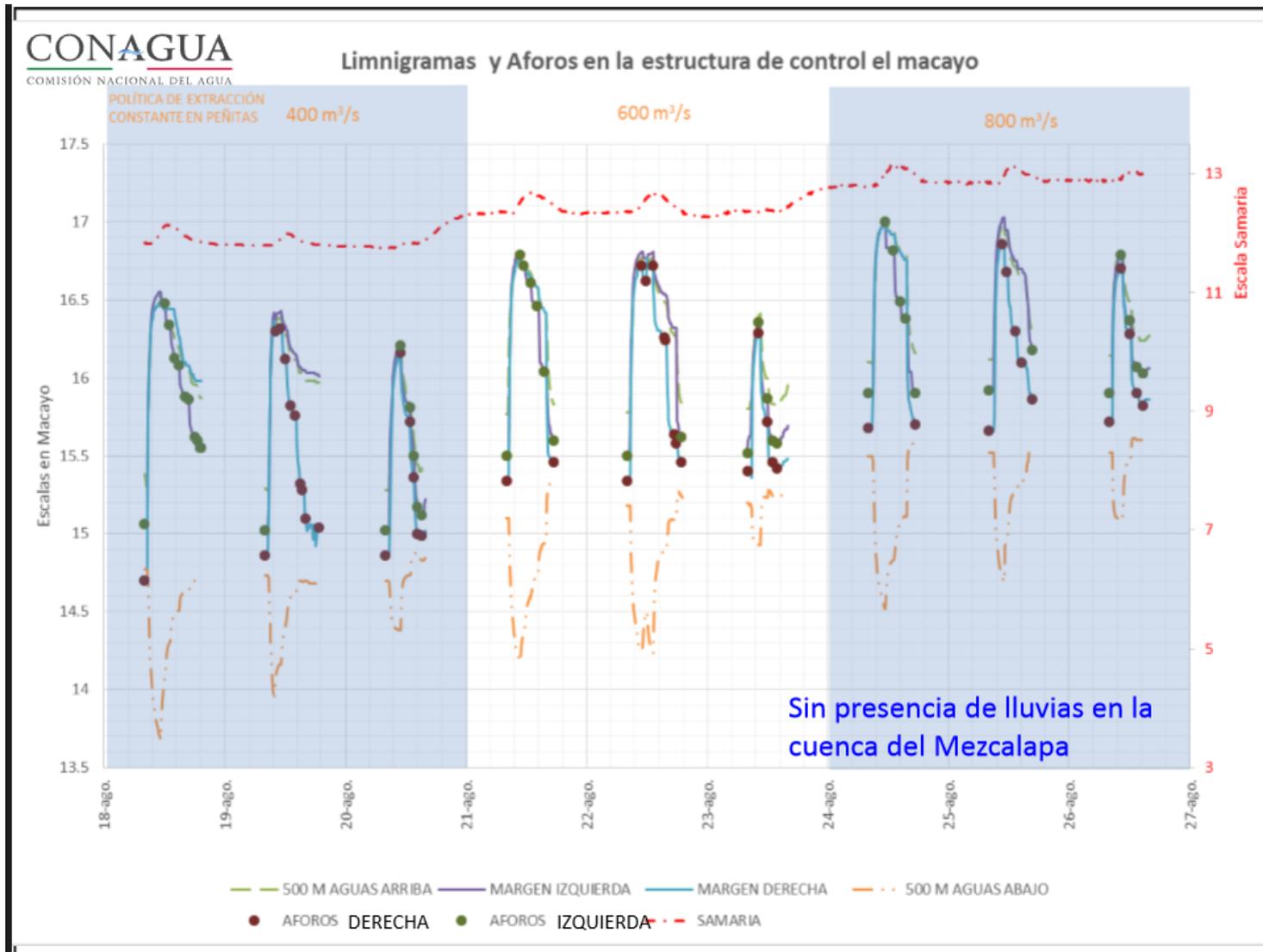


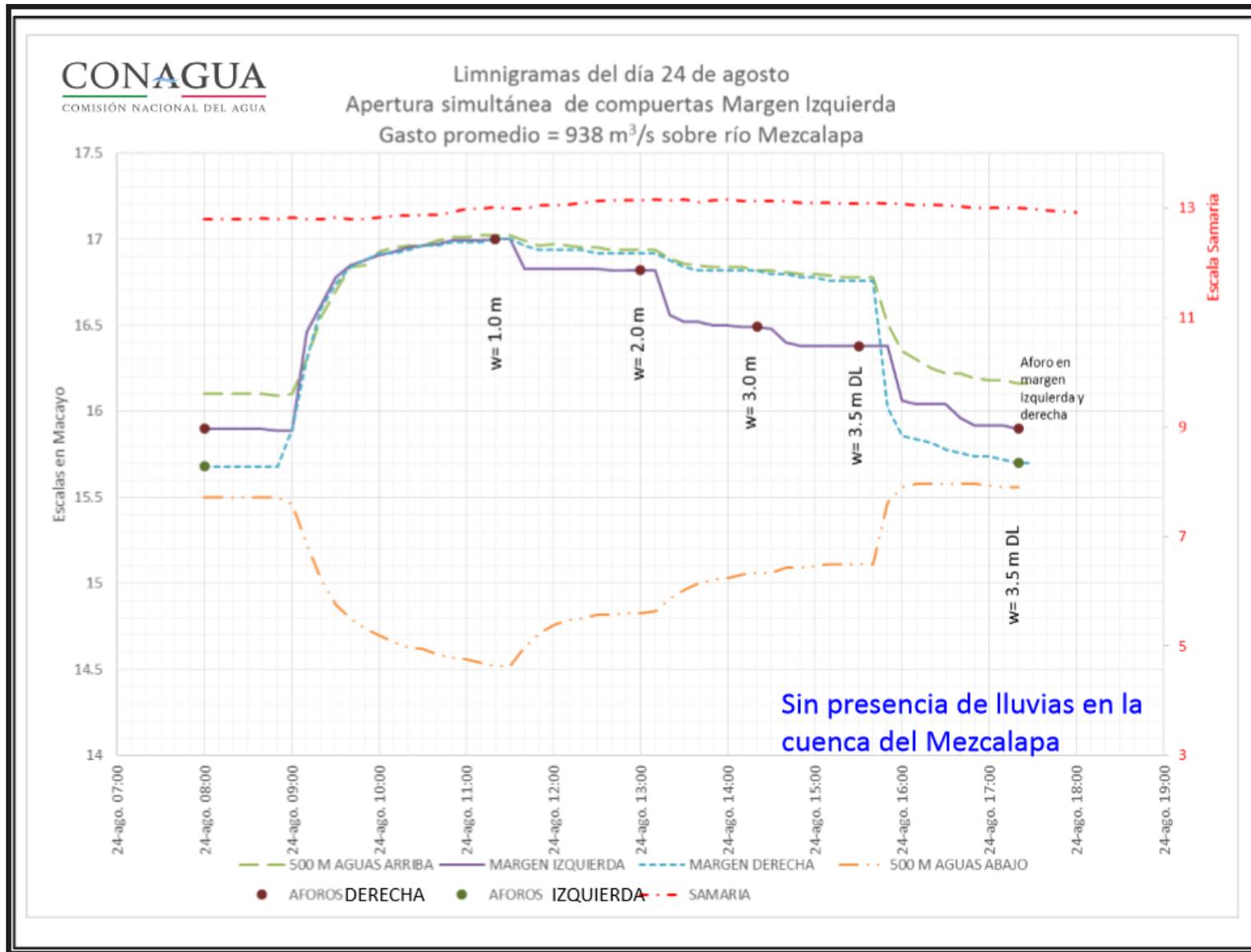
VISTA HACIA AGUAS ARRIBA  
DÍA 23 DE AGOSTO (POLÍTICA  
DE EXTRACCIÓN EN PEÑITAS  
600 m<sup>3</sup>/s)

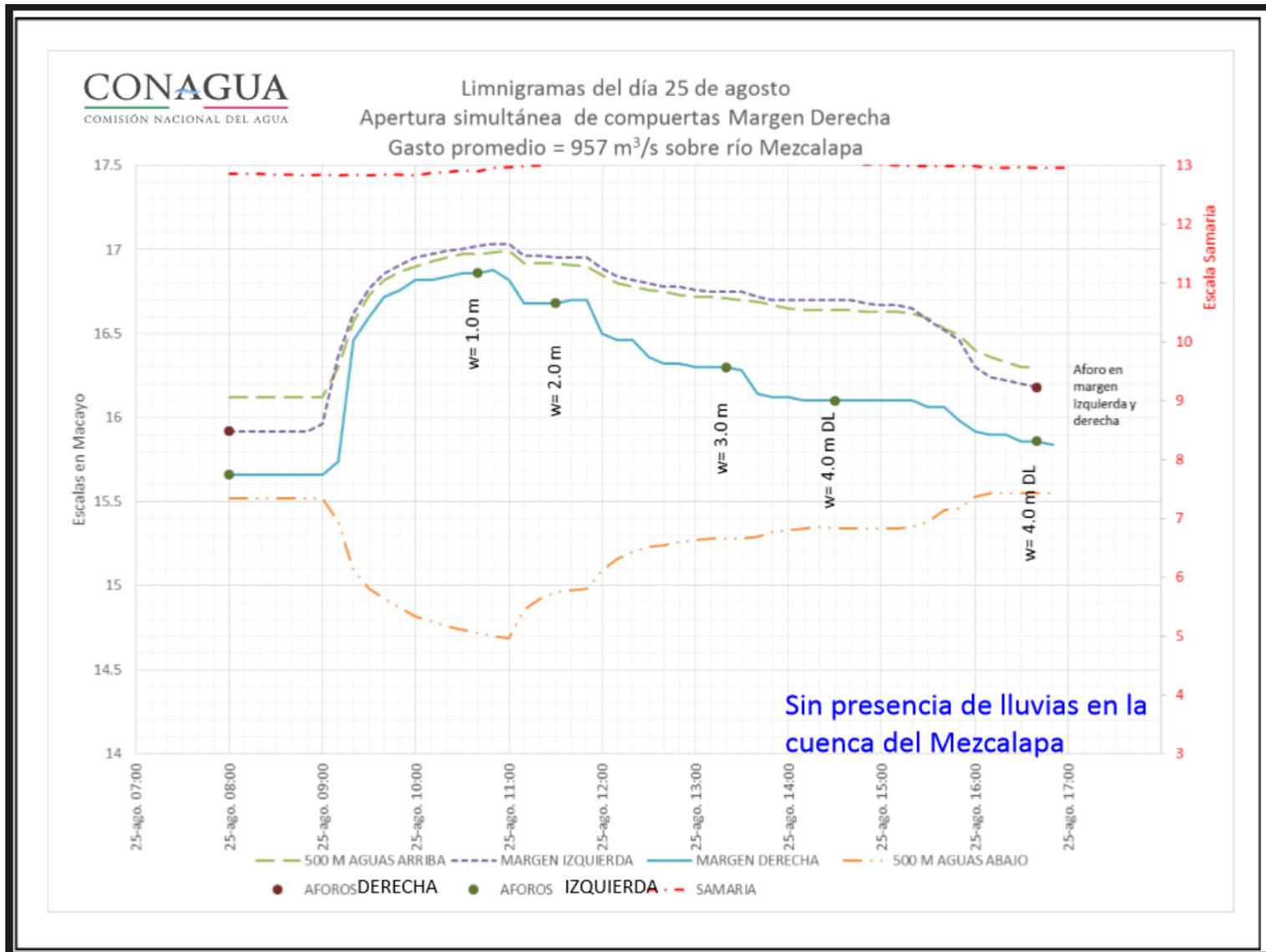


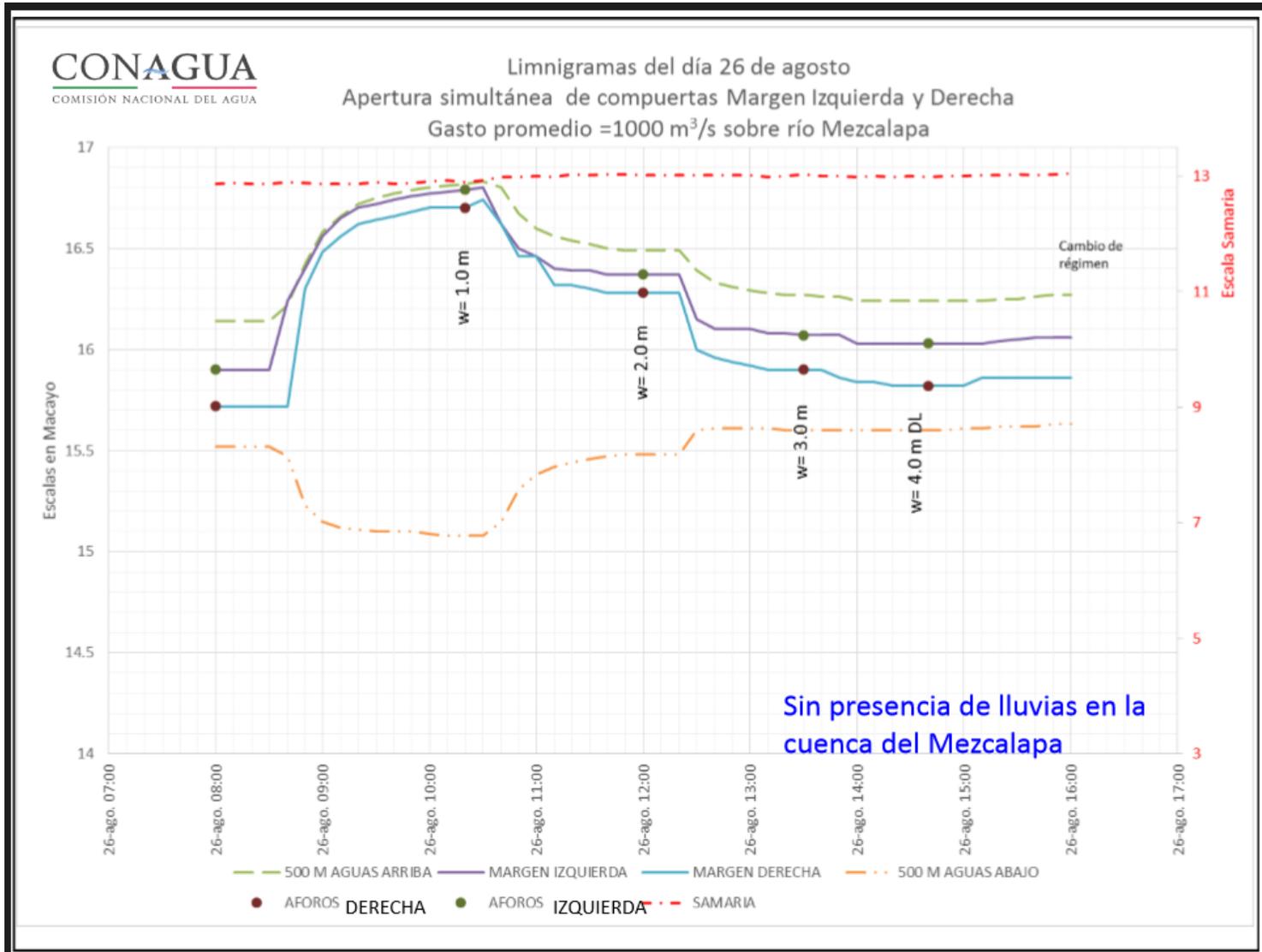
ESTUDIO PARA DETERMINAR LAS LEYES DE DESCARGA DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL EL MACAYO













FECHA	POLÍTICA PEÑITAS	APERTURA DE COMPUERTAS	MARGEN IZQUIERDA	MARGEN DERECHA
		W, m	GASTO, m <sup>3</sup> /s	GASTO, m <sup>3</sup> /s
18-ago	400	DL	75.813	53.402
		1.0	68.338	
		2.0	109.856	
		2.0	109.122	
		3.0 (DL)	118.584	
19-ago	400	DL	73.194	53.21
		1.0		79.291
		2.0		98.845
		2.5 (DL)		111.667
20-ago	400	DL		70.506
		1.0	60.667	65.272
		2.0	78.785	60.447
		3.0	78.304	59.146
21-ago	600	DL	99.997	120.762
		1.0	72.884	
		2.0	125.646	
		3.0 (DL)	157.015	
22-ago	600	DL	98.686	99.425
		DL	98.341	93.909
		1.0		85.744
		2.0		128.085
		3.0		145.342
		3.5 (DL)		137.506
DL	100.408	99.712		



ESTUDIO PARA DETERMINAR LAS LEYES DE DESCARGA DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL EL MACAYO



FECHA	POLÍTICA PEÑITAS	APERTURA DE COMPUERTAS	MARGEN IZQUIERDA	MARGEN DERECHA
		W, m	GASTO, m <sup>3</sup> /s	GASTO, m <sup>3</sup> /s
23-ago	600	DL	98.911	99.441
		1.0	70.64	77.639
		2.0	95.836	105.818
		3.0	99.428	102.772
		3.5 (DL)	96.526	101.97
24-ago	800	DL	113.975	131.307
		1.0	74.588	
		2.0	131.491	
		3.0	178.967	
		3.5 (DL)	182.636	
		DL	119.94	136.252
25-ago	800	DL	115.812	140.651
		1.0		88.402
		2.0		147.563
		3.0		196.239
		4 DL		203.76
26-ago	800	DL	115.561	145.521
		1.0	73.694	90.705
		2.0	115.281	139.87
		3.0	122.629	151.967
		4.0 DL	122.906	154.875

## REFERENCIAS

**Bateman, A., Gómez, M. y Dolz, J. (1991)** “Roughness factor estimation from laboratory and field data”, *XXIV IAHR Congress Madrid, Models and control systems for hydraulic engineering*, Madrid, España, pp D333-D340.

**Chow, V. T. (1959)** *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill International, Nueva York.

**Formica, G. (1955)** “Esperienze preliminar sulle perdite di carico nei canali dovute a cambiamenti di sezione”; *L'Energia Elettrica*, Milán, vol. 32 – No. 7, p. 554.

**Hinds, J. (1928)** “The hydraulic design of flume and siphon transition”, *Transaction, ASCE*, Vol 92.

**Jiménez, A.A., 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.

**Jiménez, A.A., Berezowsky, M. y Luna, A. (2014)** *Capítulo A.2.10 Escurrimiento a Superficie Libre, Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE, México*

**Jiménez, A.A., Gracia, J., Berezowsky, M. y Martínez, J. (2008)** *Funcionamiento hidráulico de la bifurcación Mezcalapa – Samaria – Carrizal*. Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XXIII, Num. 4 pp 53-67.

**Lozoya, J. (1981)** *Capítulo A.2.10, Obras de excedencia, Manual de Diseño de Obras Civiles*, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.

**Press, H. (1965)** *Stavanlagen und wasserkraftwerke vol. III, Wasserkraftwerke*; 2ª. Ed., Wilhelm Ernst and Son, Berlín Munich.

**Sotelo, G. A. (2002)** *Hidráulica General, Fundamentos*, Limusa.

**Sotelo, G. A. (1989)** *Apuntes de Hidráulica II*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

**Sturm, T. W. (2010)** *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, Book Co. Nueva York.

**U.S. Army Corps of Engineers. (2010)** *HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, Version 4.1* Davis, CA: U.S. Army Corps Engineers, Hydrologic Engineering Center