

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

**MODELO FÍSICO
DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTROL
DEL RÍO CARRIZAL**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

VÍCTOR MANUEL ORTIZ MARTÍNEZ

D I R E C T O R D E T E S I S:

DR. AMADO ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA.



MÉXICO, DF, 2005



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/080/05

Señor
VÍCTOR MANUEL ORTIZ MARTÍNEZ
Presente

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 esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"MODELO FÍSICO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTROL DEL RÍO CARRIZAL"

- INTRODUCCIÓN
- I. BASES TEÓRICAS DE LOS MODELOS FÍSICOS
- II. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO
- III. PRUEBAS REALIZADAS Y RESULTADOS
- IV. ADECUACIONES DEL MODELO FÍSICO
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- VI. BIBLIOGRAFÍA

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 8 de agosto del 2005.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

A mis padres, quienes me infundieron con rigor la ética y humildad, valiosos estandartes de mi formación.

A Emilio y Cesar, por su comprensión y tolerancia en tiempos de desaliento.

A Jorge y Ricardo, cuya inocencia contribuyo valiosamente.

A mis amigos, por su grata y leal compañía durante y después de la disidencia.

AGRADECIMIENTOS

Mi más profundo agradecimiento a la Coordinación de Hidráulica del Instituto de Ingeniería, UNAM, por las facilidades otorgadas para el uso de sus instalaciones, así como para el desarrollo de este escrito.

A mi Director de Tesis: Dr. A. Abel Jiménez C. por su disposición incondicional, asesoramiento, su gran paciencia y dedicación a este escrito.

A Víctor Franco y Jesús Gracia, por haberme dado la oportunidad de formar parte de la comunidad del Instituto de Ingeniería, UNAM.

A la brigada de albañiles: por su disposición a los trabajos de construcción.

ÍNDICE

Introducción	
1. Bases teóricas de modelos físicos	1
1.1. Número de Reynolds	2
1.2. Número de Froude	3
1.3. Leyes de Similitud	3
1.4. Escalas de los modelos	4
2. Construcción del Modelo Físico	6
2.1. Batimetría	6
2.2. Construcción de las estructuras	9
2.2.1. Estructura provisional “Escotadura”	9
2.2.2. Canal de margen derecha	9
2.2.3. Canal de margen izquierda	10
3. Pruebas Realizadas y Resultados	13
3.1. Revisión del funcionamiento hidráulico con la estructura provisional	13
3.2. Capacidad de conducción del canal de la margen izquierda	15
3.3. Capacidad de descarga del vertedor de canal lateral	15
3.4. Funcionamiento integral de las estructuras para condiciones de NAME	16
3.4.1. Vertedor de canal lateral en la margen derecha	16
3.4.2. Canal de la margen izquierda con compuertas radiales	16
3.5. Funcionamiento para condiciones de NAMO	17
3.6. Transporte de sedimentos a través de las estructuras	17

4. Adecuaciones del modelo físico	19
4.1. Construcción del segundo diseño de las estructuras	21
4.1.1. Batimetría	21
4.1.2. Canal de margen derecha	22
4.1.3. Canal de margen izquierda	23
4.2. Pruebas realizadas y resultados	25
4.2.1. Funcionamiento general de las estructuras para el gasto de diseño (850 m ³ /s)	25
4.2.2. Funcionamiento hidráulico del canal de margen izquierda	26
4.2.3. Comportamiento del vertedor de margen derecha	27
4.2.4. Funcionamiento integral de las estructuras para condiciones de NAME	28
4.2.5. Funcionamiento hidráulico de las compuertas del canal de margen izquierda	29
Conclusiones y Recomendaciones.	37
Bibliografía.	39

INTRODUCCIÓN

El año de 1999 fue una época de grandes precipitaciones en la Republica Mexicana, lo que ocasionó inundaciones en los estados de Oaxaca, Tabasco y Veracruz. Haciendo referencia al litoral del golfo de México, en la ciudad de Minatitlán en el estado de Veracruz, el nivel del agua en el río Coatzacoalcos, alcanzó hasta 2.04 m sobre su nivel normal; afectando a un par de colonias ribereñas de esta ciudad petrolera. Cabe mencionar que la zona más afectada fue la ciudad de Villahermosa, Tabasco, la cual es atravesada por el río Carrizal; presentándose desbordamientos y afectando a varias zonas de la ciudad.

Para evitar futuras inundaciones, Comisión Nacional del Agua (CNA), se ha encargado de que se haga el diseño y la revisión de varias obras de protección; una de ellas la forman las estructuras que se desean construir en el río Carrizal, las cuales tienen como principal objetivo controlar los gastos hacia la ciudad de Villahermosa para evitar inundaciones. El diseño de las correspondientes obras fue realizado por personal de Comisión Federal de Electricidad (CFE).

Aunque en el diseño de una estructura hidráulica, se utilizan fórmulas tradicionales que se basan en gran cantidad de estudios teóricos y experimentos en laboratorio, siempre se recomienda revisar el funcionamiento hidráulico de la estructura diseñada con un modelo físico hidráulico. Esto permite optimizar el diseño de la estructura y mejorar la seguridad de la obra, tanto para la condición de diseño como para el funcionamiento de la estructura en condiciones normales. Así, para predecir el funcionamiento hidráulico de las obras proyectadas se solicitó al Instituto de Ingeniería, UNAM, la revisión del correspondiente diseño con un modelo físico.

Un modelo físico es una representación a escala de una estructura hidráulica, donde se deben de cumplir las leyes de similitud. Para este caso, el objetivo principal del modelo es determinar el

funcionamiento hidráulico de las estructuras para varias condiciones de flujo, y detectar los posibles problemas de erosión y socavación.

En particular, en este trabajo se presentan los resultados del estudio experimental de las obras de control sobre el río Carrizal. En la Fig. 1 se muestra un esquema donde se indica la localización de la zona en estudio. Actualmente se tiene construido un estrechamiento que desde un principio se consideró como obra provisional; ésta se hizo para disminuir el gasto que pasa hacia aguas abajo del río Carrizal.

En el capítulo uno se presentan los conceptos fundamentales en los que se basan los modelos físicos.

En el capítulo dos se describe el procedimiento con el que se construyó el modelo físico. Se muestra con fotografías varias etapas del proceso de construcción.

En el modelo físico, una de las pruebas más importantes es la que se hizo con el objetivo de comparar el funcionamiento hidráulico del modelo con observaciones hechas en la zona en estudio, donde se tiene construida la llamada estructura provisional. Otras pruebas se hicieron para estimar los gastos que pueden descargar las estructuras hidráulicas; para ello se hizo funcionar cada una de ellas en forma separada. Así, en el capítulo tres se describe con detalle cada una de las pruebas realizadas y los correspondientes resultados. Al final de este capítulo se proponen algunas modificaciones que podrían hacer mejorar el funcionamiento hidráulico de toda la estructura de control.

Con base en las observaciones y sugerencias hechas en el capítulo anterior, se procedió a hacer algunas modificaciones en las estructuras. En el capítulo cuatro se describen las adecuaciones realizadas en el modelo físico; luego se presentan las pruebas realizadas, y las correspondientes conclusiones.

Finalmente, se indican las conclusiones y recomendaciones obtenidas de todo el estudio experimental.

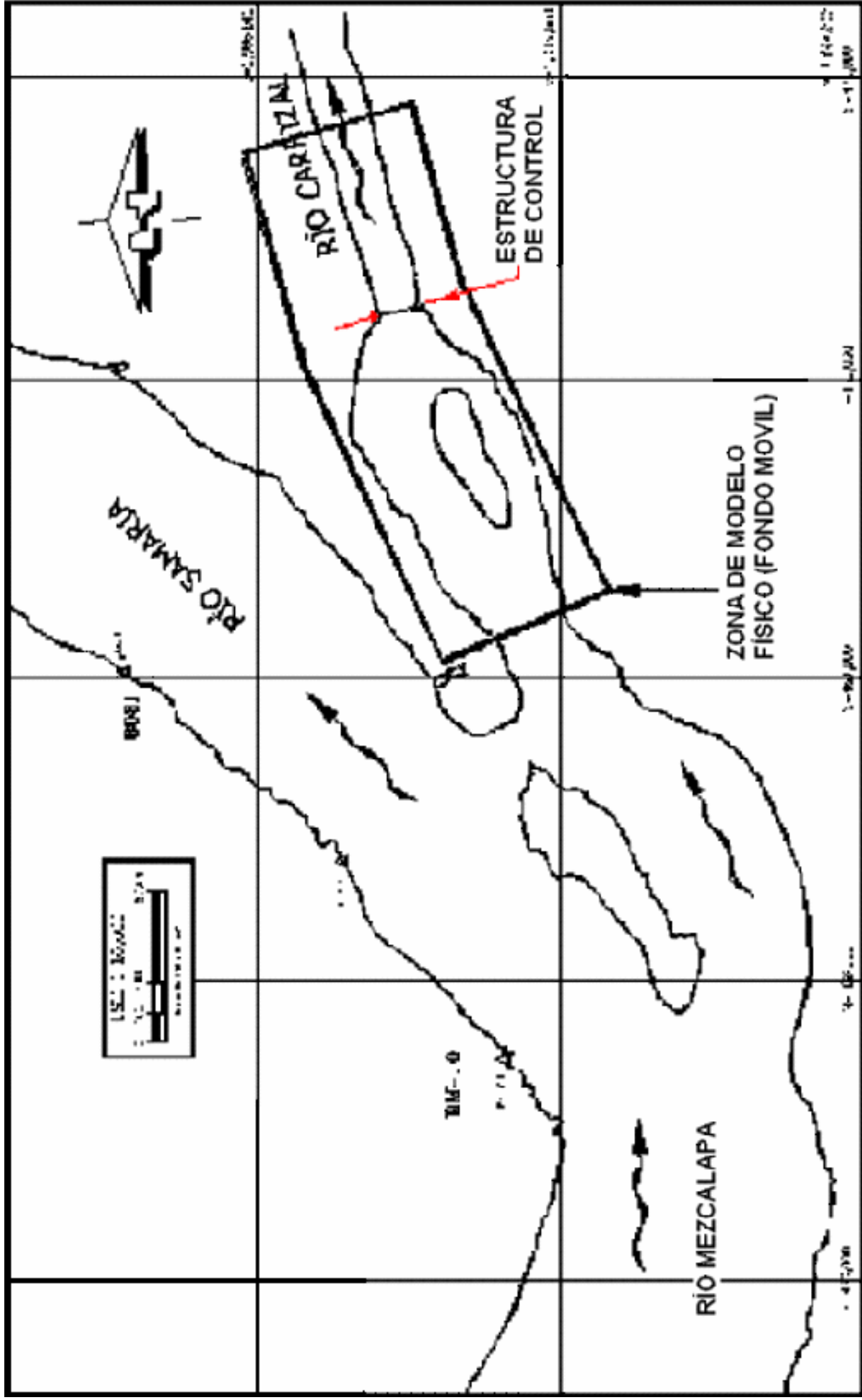


Fig. 1 Esquema de la zona de estudio

1. BASES TEÓRICAS DE MODELOS FÍSICOS

El diseño y uso de modelos físicos en forma adecuada, requiere que se conozcan de manera clara los conceptos básicos de la teoría de similitud. Se entiende por similitud al estudio de la predicción de las condiciones de prototipos a partir de observaciones en modelos.

Un modelo es una representación simplificada de un objeto o fenómeno. Los modelos constituyen una herramienta fundamental en la ingeniería. Ejemplos de modelos son el plano de una casa o de la topografía de un lugar específico; también la medición de la resistencia a la compresión de una muestra de concreto, o las características del movimiento del agua en una obra de excedencias de una presa. Este último caso se estudia con base en un modelo físico hidráulico.

En particular, los modelos físicos hidráulicos deben de cumplir tres condiciones de similitud: la geométrica, la cinemática y la dinámica. Para cumplir con estas condiciones de similitud se requiere utilizar parámetros adimensionales, los cuales se obtienen con base en el análisis dimensional.

En la teoría de modelos físicos hidráulicos, primero se establecen las principales variables que intervienen en un estudio hidráulico, y que son: la fuerza, la longitud, la velocidad, la densidad, el peso específico, la viscosidad cinemática, el módulo de elasticidad y la tensión superficial. Todas estas variables tienen dimensiones de longitud, masa y tiempo. Así, con ayuda del análisis dimensional se deducen parámetros adimensionales, también llamados números adimensionales, los cuales son útiles para el diseño y uso de los modelos físicos. Existen varios libros en la literatura técnica correspondiente, donde se presentan con detalle la teoría y aplicación del análisis dimensional, ver por ejemplo, Potter y Wiggert (1998).

Los parámetros adimensionales que se utilizan en los modelos hidráulicos con flujo a superficie libre, en régimen turbulento, son el Número de Froude y el de Reynolds. Por ello, a continuación se presenta la descripción de cada uno de estos parámetros.

1.1. Número de Reynolds

El Número de Reynolds se denota como Re , y se define como la relación que hay entre las fuerzas de inercia y las fuerzas viscosas.

Las fuerzas viscosas son aquellas que se presentan dentro de un fluido viscoso, dando lugar a que exista una distribución de velocidades en la sección transversal de un canal. Dichas fuerzas viscosas se obtienen de la ley de Newton para fluidos newtonianos, la cual se expresa como

$$\tau = \mu \frac{\partial u}{\partial y} \quad (1.1)$$

donde τ es el esfuerzo cortante que hay entre dos planos que se mueven a diferente velocidad, dado por $\partial u / \partial y$, u es la velocidad del flujo, y el tirante, y μ es la viscosidad dinámica. Con base en estos conceptos se puede demostrar que el número de Reynolds, para un flujo a superficie libre se expresa como

$$Re = \frac{U R_h}{\nu} \quad (1.2)$$

con
$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (1.3)$$

donde ν es la viscosidad cinemática (m^2/s). Para agua a una temperatura de $20^\circ C$, $\nu = 1 \times 10^{-6} m^2 / s$; U es la llamada velocidad media del flujo, y R_h el radio hidráulico.

Este parámetro sirve para saber si un flujo esta en régimen laminar o turbulento, como sigue

Si	$Re \leq 500$	el flujo esta en régimen laminar
Sí	$Re \geq 2000$	el flujo esta en régimen turbulento
Sí	$500 < Re < 2000$	el flujo esta en régimen de transición.

1.2. Número de Froude

El Número de Froude se denota como f_r , y se define como la relación que existe entre la raíz cuadrada de las fuerzas de inercia y las gravitacionales

$$f_r = \frac{U}{\sqrt{gD}} \quad (1.4)$$

donde D es el tirante hidráulico, $D = A/T$, T el ancho de superficie libre, y g la aceleración de la gravedad. Este parámetro sirve para saber si un flujo está en régimen subcrítico, crítico o supercrítico, como sigue

Sí $f_r < 1$ el flujo está en régimen subcrítico

Sí $f_r = 1$ el flujo está en régimen crítico

Sí $f_r > 1$ el flujo está en régimen supercrítico.

1.3. Leyes de similitud

La teoría de similitud establece que “si dos sistemas que obedecen al mismo grupo de ecuaciones y condiciones, se hacen idénticas, los dos sistemas deben de exhibir que existe una solución única para el grupo de ecuaciones y condiciones”.

Es así que los modelos físicos deben ser similares sus condiciones de flujo en prototipo y en el modelo; similares en forma (similitud geométrica), movimiento (similitud cinética) y fuerzas (similitud dinámica).

La similitud geométrica relaciona todas las longitudes homologas en los dos sistemas, donde l_e es la escala de líneas y cuantifica el tamaño relativo del prototipo y el modelo. La similitud geométrica se extiende a la rugosidad superficial de las paredes que limitan al flujo.

La similitud cinemática entre dos sistemas de flujo se interpreta como la semejanza geométrica entre las líneas de corriente de ambos flujos, ya sea con o sin distorsiones.

La similitud dinámica implica que la relación de las fuerzas dinámicas sea la misma. Tanto en la similitud geométrica y dinámica existen escalas de velocidad, fuerzas, tiempos, densidades, viscosidad, etc. los cuales miden las características o propiedades del fluido.

1.4. Escalas de los modelos

Por tratarse de un flujo a superficie libre, para determinar las escalas se usa como parámetro adimensional el llamado Número de Froude. En prototipo y modelo se debe cumplir que

$$F_{rp} = F_{rm} \quad (1.5)$$

Los subíndices p y m indican prototipo y modelo, respectivamente. Así se tiene que

$$\frac{U_p}{\sqrt{g_p Y_p}} = \frac{U_m}{\sqrt{g_m Y_m}} \quad (1.6)$$

Agrupando términos comunes se obtiene

$$\frac{U_p}{U_m} = \frac{\sqrt{g_p D_p}}{\sqrt{g_m D_m}} = \sqrt{\frac{g_p}{g_m}} \sqrt{\frac{D_p}{D_m}} \quad (1.7)$$

De la definición general de escala, que es la relación entre prototipo y modelo, la ec 1.7 se escribe como

$$U_e = \sqrt{g_e} \sqrt{D_e} \quad (1.8)$$

donde U_e , g_e , D_e son las escalas de velocidades, aceleraciones de la gravedad y tirantes hidráulicos, respectivamente. Si se considera que $g_p = g_m$, se cumple que $g_e = 1$, y la ec 1.8 se reduce a

$$U_e = \sqrt{D_e} \quad (1.9)$$

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

$$U_e = \sqrt{L_e} \quad (1.10)$$

Esto último significa que la escala de velocidades es igual a la raíz cuadrada de la escala de líneas.

De la definición de velocidad media, que es distancia entre tiempo, la escala de tiempos es igual a

$$t_e = \frac{L_e}{U_e} = \frac{L_e}{\sqrt{L_e}} = \sqrt{L_e} \quad (1.11)$$

Con base en la ecuación de continuidad para flujo unidimensional en régimen permanente se tiene que

$$Q_e = A_e U_e \quad (1.12)$$

Como el área tiene dimensiones de longitud al cuadrado, la ec 1.12 se reduce a

$$Q_e = L_e^2 U_e = L_e^2 \sqrt{L_e} = L_e^{5/2} \quad (1.13)$$

Esto indica que la escala de gastos es igual a la escala de longitudes elevada a la 5/2.

De la fórmula de Manning, la velocidad media expresada en forma de escalas se escribe como

$$U_e = \frac{1}{n_e} R_{He}^{2/3} S_e^{1/2} \quad (1.14)$$

donde n_e , R_{He} y S_e son las escalas de rugosidades, radios hidráulicos y pendientes, respectivamente. Como el radio hidráulico es una variable en dimensiones de longitud, entonces $R_{He} = L_e$; las pendientes, S , en prototipo y modelo deben ser iguales, entonces $S_e = 1$, por tanto la ec 1.14 se simplifica a

$$U_e = \frac{1}{n_e} L_e^{2/3} \quad (1.15)$$

de donde

$$n_e = \frac{L_e^{2/3}}{U_e} = \frac{L_e^{2/3}}{\sqrt{L_e}} = L_e^{1/6} \quad (1.16)$$

La ec 1.16 indica que, con base en la fórmula de Manning, la relación de las rugosidades entre prototipo y modelo es igual a la escala de líneas a la 1/6.

2. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO

Para la construcción del modelo físico se requiere primero escoger la escala de líneas. Con base en el espacio disponible en una de las naves, la capacidad de bombeo disponible y sabiendo que el gasto de diseño para condiciones de NAME es de $850 \text{ m}^3/\text{s}$, se determinó que la escala de líneas debe ser 1:60; así, el modelo cubre una superficie con área aproximada de 250 m^2 . Se tiene un vertedor de sección rectangular con cresta de 1.2 m de longitud y un limnómetro para medir la carga de dicho vertedor; además, se dispone una compuerta abatible al final del modelo para proporcionar el nivel del agua en la descarga, así como un sistema de recirculación.

2.1. Batimetría

A partir del plano denominado “Estructuras de Control sobre el río Carrizal” y con base en la superficie disponible dentro del laboratorio se realizó el trazado de una malla con separación de 1 m en un sistema de coordenadas (x,y) , dichas separaciones corresponden en prototipo a 60 m. tanto aguas arriba y aguas abajo de las estructuras de control, abarcando la malla 1000 m y 500 m respectivamente. También se realizó la localización de una estación 1 (Fig. 2.1) en el plano, con la finalidad de determinar distancias y ángulos en sistema polar de puntos representativos del canal de margen derecha y canal de margen izquierda, así como del eje de la cortina permeable.

En la mesa de arena se iniciaron los trabajos con la limpieza de la misma, colocando la arena en los costados (Fig. 2.2). Una vez realizadas dichas actividades, se inició el trazado de la malla de 1 m de separación en las direcciones x y y , correspondiente a 60 m en prototipo. Una vez que se marcaron los puntos de intersección de la malla, se localizó la estación 1; punto en el que se colocó el tránsito, y con los datos obtenidos en gabinete referentes a distancias y ángulos de los puntos que se

consideraron más representativos del canal de margen derecha y canal de margen izquierda, se determinó la zona del modelo que ocuparían las estructuras.

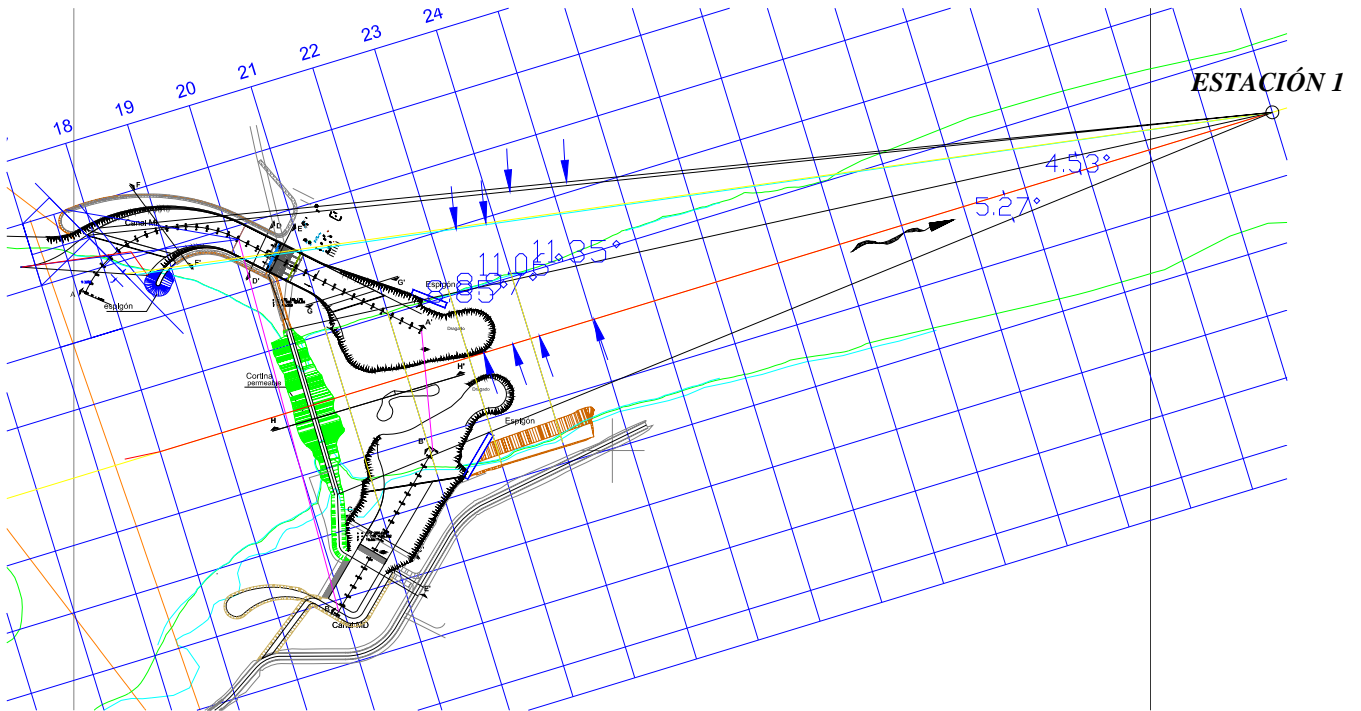


Fig. 2.1 Trazado de malla y localización de estación 1

Para representar la batimetría del sitio en el modelo, apoyados con un nivel, estatal con graduación milimétrica, nivel de mano y tres bancos de nivel; se ubicaron los puntos de las secciones transversales sobre la malla, se perforó el suelo y se hincaron varillas en los lugares previamente determinados cumpliendo con la configuración de coordenadas xyz , es decir, se realizó la nivelación de estas, de tal forma que la parte superior de dichas varillas se encontraran de acuerdo con la configuración de las cotas para el modelo (Fig. 2.3). Una vez colocadas las varillas se procedió a identificar el nivel correspondiente de cada una con un código de colores (Foto 2.4). Una vez niveladas e identificadas, se procedió a cubrir con arena el espacio correspondiente, conformando el fondo del cauce con ayuda de las varillas, y dejando libre el lugar donde se localizan las estructuras.



Fig. 2.2 Vista de fondo de la mesa de arena



Fig. 2.3 Identificación de varillas de acuerdo al nivel batimétrico



Fig. 2.4 Nivelación de las varillas para configurar la batimetría

2.2. Construcción de las estructuras

La ubicación del canal de margen derecha, del canal de margen izquierda y del eje de la cortina permeable fue realizado mediante el uso del tránsito con los datos de proyecto; además para la nivelación de las varillas y tarrajas se requirió del nivel, estadal y nivel de mano. Para la construcción de las estructuras se siguió el procedimiento descrito a continuación.

2.2.1. Estructura provisional Escotadura

La batimetría correspondiente a la estructura provisional Escotadura, se realizó mediante el hincado de varillas para fijar las cotas correspondientes de la estructura, posteriormente se hizo el acabado de la estructura con una mezcla de yeso-cemento, para dejar fija dicha configuración, esto se realizó para evitar que se modificara con el paso del agua, pues esta sección es clave para la revisión y calibración del proceso de socavación en el modelo.

2.2.2. Canal de margen derecha

El canal de margen derecha consta de un vertedor de canal lateral y un canal colector, además de espigones en las márgenes del canal, y para su construcción se elaboraron tarrajas para definir las secciones transversales tanto del vertedor, así como del canal colector y los espigones. Ya realizadas dichas secciones se procedió a colocarlas en la zona dentro del modelo, utilizando un nivel, estadal, nivel de mano, así como tabicón y varillas para nivelar y sujetar dichas tarrajas. Una

vez colocadas las tarrajas se construyó el vertedor con una mezcla de yeso-cemento, mientras que la construcción del canal y espigones se realizó con tabicón detallándolo finalmente con la mezcla yeso-cemento.

2.2.3. Canal de margen izquierda

El canal de margen izquierda consta de cuatro pilas, cinco vanos y espigones en las márgenes del canal. Para la construcción del canal de margen izquierda de igual forma se fabricaron tarrajas de madera para definir las secciones transversales del canal y los espigones. Las pilas y la plantilla de la zona de compuertas de la obra de la margen izquierda fueron construidas de acrílico. Posteriormente, con ayuda de tránsito, nivel y estadal, se fijaron y nivelaron las tarrajas en la posición y cota correspondiente en el modelo. Concluido lo anterior se procedió a la construcción del canal con una mezcla de yeso-cemento y finalmente se colocaron las pilas.

En la parte correspondiente a la obra de control de margen izquierda, la zona de pilas y compuertas se fabricó en acrílico, ya que este material tiene un coeficiente de rugosidad de Manning de $n = 0.010$, cercano a 0.008 , que sería el valor de la rugosidad a escala 1:60 correspondiente al concreto que se utilizará en la construcción de las pilas, ver Fig. 2.5.

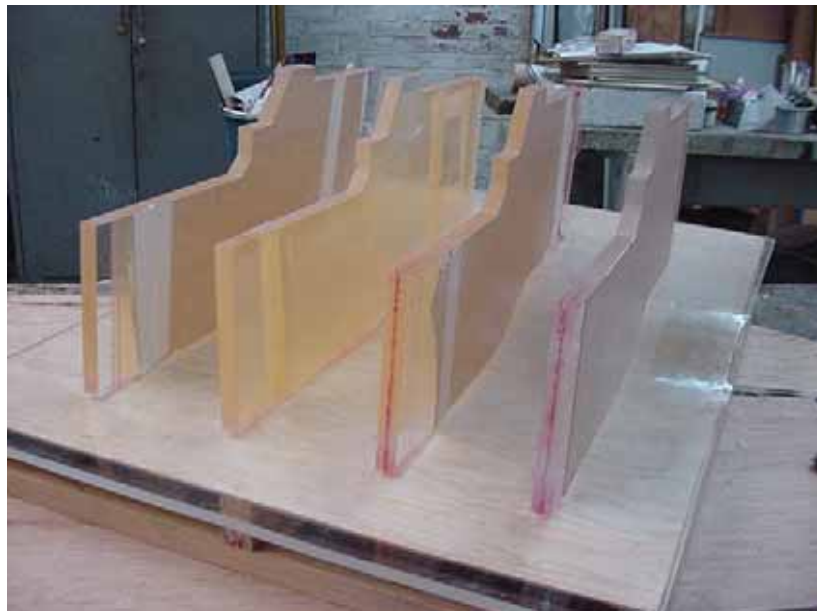


Fig. 2.5 Pilas y plantillas de acrílico

Para controlar los niveles aguas abajo de las estructuras de control, se colocó al final de la batimetría representada, una compuerta de tipo abatible; ésta permite controlar los niveles de agua requeridos aguas abajo de la cortina (Fig. 2.6).



Fig. 2.6 Compuerta tipo abatible.

Para fijar el gasto de ingreso al modelo físico se dispone de un vertedor rectangular de cresta delgada, sin contracciones laterales. La longitud de la cresta es $L = 1.20$ m, y paramento aguas arriba $P = 1.685$ m. Para este tipo de vertedor se recomienda usar la fórmula de Rehbock, que permite calcular los gastos que descarga este vertedor de cresta delgada. La fórmula correspondiente es

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

En esta expresión, H es la carga sobre el vertedor, en m, y Q el gasto que ingresa al modelo físico, en m^3/s . En la tabla 2.1 se anotan algunos valores de la carga sobre el vertedor y los correspondientes gastos para modelo, Q_m , y prototipo, Q_p .

TABLA 2.1 Cargas - Gastos del vertedor rectangular

H (m)	Q_m (m ³ /s)	Q_p (m ³ /s)
0.0125	0.0035	97.3
0.013	0.0037	102.5
0.017	0.0053	147.5
0.0175	0.0055	153.5
0.019	0.0062	172.1
0.0195	0.0064	178.5
0.021	0.0071	198.0
0.0215	0.0073	204.7
0.022	0.0076	211.5
0.0245	0.0088	246.4
0.025	0.0091	253.6
0.027	0.0102	283.1
0.0275	0.0104	290.7
0.028	0.0107	298.3
0.0285	0.0110	306.0
0.0315	0.0127	353.4
0.034	0.0142	394.8
0.0345	0.0145	403.2
0.035	0.0148	411.7
0.0355	0.0151	420.3
0.036	0.0154	428.9
0.0365	0.0157	437.6
0.037	0.0160	446.3
0.0375	0.0163	455.2
0.038	0.0166	464.0
0.0385	0.0170	472.9
0.039	0.0173	481.9
0.0395	0.0176	491.0
0.04	0.0179	500.1
0.0405	0.0183	509.2
0.0425	0.0196	546.4
0.043	0.0199	555.8
0.0435	0.0203	565.3
0.045	0.0213	594.0
0.0455	0.0217	603.7
0.048	0.0234	653.0
0.05	0.0249	693.4
0.0505	0.0252	703.6
0.051	0.0256	713.8
0.052	0.0263	734.5
0.0525	0.0267	744.9
0.053	0.0271	755.4
0.054	0.0278	776.5
0.0555	0.0290	808.5
0.0565	0.0298	830.0
0.0575	0.0305	851.8
0.058	0.0309	862.7

3. PRUEBAS REALIZADAS Y RESULTADOS

3.1 Revisión del funcionamiento hidráulico con la estructura provisional

Conviene hacer notar que el tamaño de la arena que se usa en la mesa para representar el cauce de un río tiene $D_{50} = 0.000223$ m y peso específico de $24,450 \text{ N/m}^3$; este material en comparación con el que se tiene en prototipo ($D_{50} = 0.00045$ m), es muy parecido, por lo que conviene verificar la relación que hay entre las socavaciones de modelo y prototipo.

La construcción de la llamada escotadura o estructura provisional produjo una socavación notable aguas abajo de la misma; de un levantamiento de la batimetría de esa zona, reportada en un plano con fecha del 17 de octubre del 2000, se observó que la socavación máxima ocurre aproximadamente a 60 m aguas abajo de la escotadura, y que el fondo del cauce descendió hasta la elevación 6 msnm. Parece ser que el nivel original del río en esa zona era, en promedio, de 10 msnm. En un plano con fecha de octubre de 2003, donde se incluyen la batimetría del sitio en estudio y las estructuras para controlar los gastos, se indica que la socavación máxima ha llegado a la elevación 4.5 msnm.

Con base en la información anterior se procedió a hacer la primera prueba; ésta se hizo para observar, en el modelo físico, las características de la socavación al colocar la llamada estructura provisional. Este experimento se realizó con un gasto equivalente al del prototipo de $470 \text{ m}^3/\text{s}$ (condiciones normales de funcionamiento del río), y dando un nivel del agua, aguas abajo de la escotadura, de 15.50 msnm. La duración del ensayo fue de ocho horas, y la prueba se terminó cuando se notó que el proceso de socavación era prácticamente nulo. En la Fig. 3.1 se muestran las

curvas de nivel de la zona de socavación; al final de la prueba se observó que, tanto la zona donde se produce la socavación máxima, como su profundidad, coinciden bien con la batimetría reportada por CFE. Con este resultado se comprobó que el modelo representa adecuadamente el proceso de socavación del fondo del río.

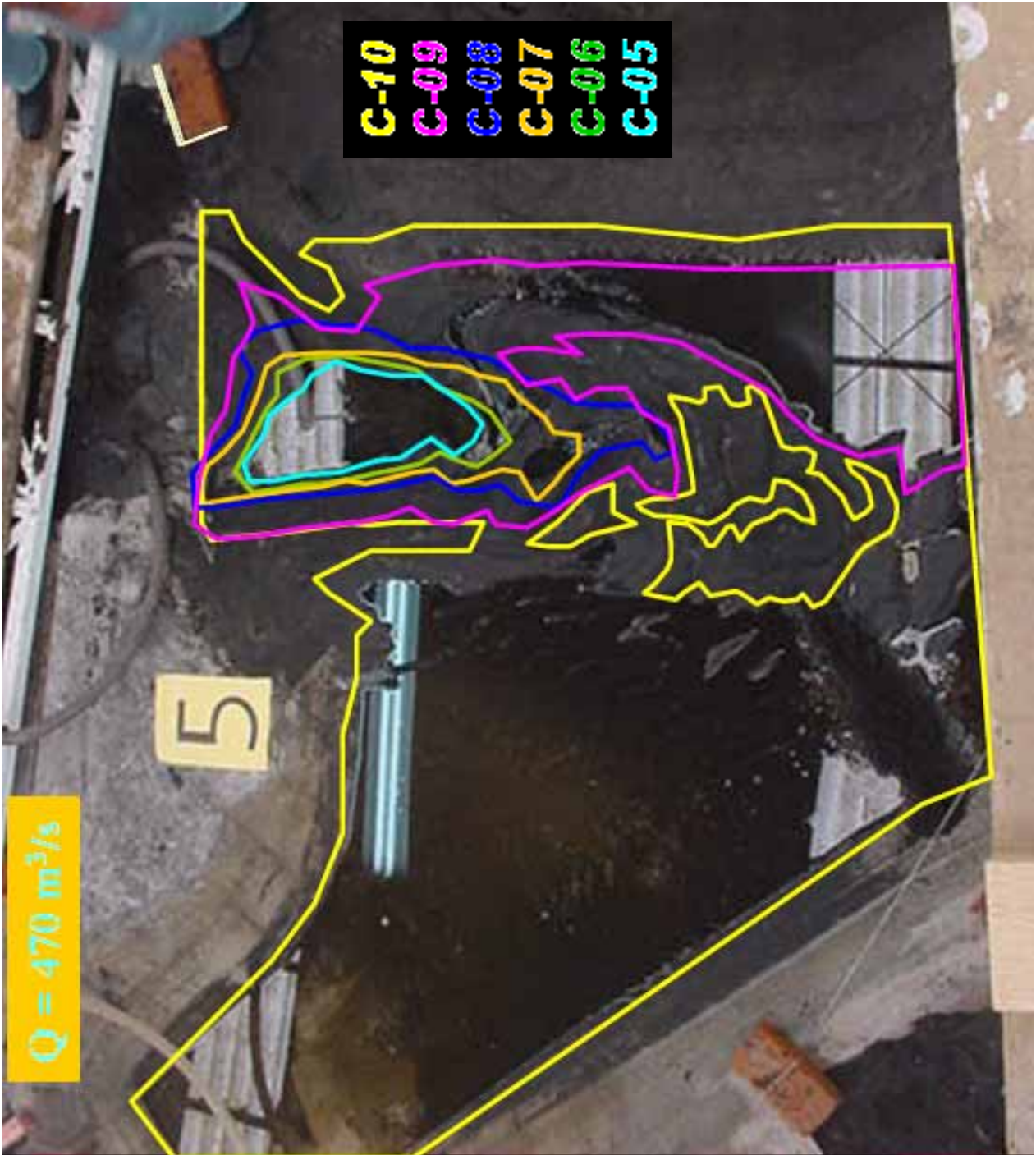


Fig. 3.1 Plano de socavación aguas abajo de la escotadura

3.2 Capacidad de conducción del canal de la margen izquierda

Esta prueba tuvo la finalidad de estimar los gastos que pueden pasar por el canal en cuestión. Para ello, primero se clausuró el vertedor de margen derecha y durante las pruebas se verificó que no ingresara agua hacia esta estructura. Después, en el vertedor donde se mide el gasto que ingresa al modelo físico, se fijó un caudal de $0.0305 \text{ m}^3/\text{s}$, que equivale a $850 \text{ m}^3/\text{s}$ en el prototipo; posteriormente se vigiló el nivel de la superficie libre del agua en la entrada del canal de llamada, hasta que permaneció constante. Para esta condición el nivel del agua alcanzó la elevación de 19.47 msnm (equivalente en prototipo). Este mismo procedimiento se aplicó para los gastos que se anotan en la tabla 3.1. De los valores reportados se puede deducir que para el NAMO (17.50 msnm), el gasto que puede pasar por el canal en cuestión es un poco mayor a $500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 3.1 Elevaciones - gastos en el canal de margen izquierda

Gasto (m^3/s)	Elevación (msnm)
850	19.47
800	19.20
700	18.60
600	18.00
500	17.40
400	16.98
288	16.11

3.3 Capacidad de descarga del vertedor de canal lateral

Para este caso, primero se cerraron las compuertas del canal de margen izquierda y se revisó que no pasara ningún gasto a través de ellas durante la realización de las pruebas experimentales. Después, se fijo un gasto equivalente en prototipo a $200 \text{ m}^3/\text{s}$, obteniéndose la elevación 19.53 msnm . De esta prueba se deduce que el gasto máximo que puede descargar el vertedor es poco menor que $200 \text{ m}^3/\text{s}$. Este mismo procedimiento se repitió para gastos de 150 y $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Los niveles del agua correspondientes a estos gastos se anotan en la tabla 3.2. De ahí se concluye que este canal no es eficiente, ya que se requiere un nivel del agua mayor a 19.00 msnm para descargar del orden de $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 3.2 Elevaciones - gastos del vertedor de canal lateral

Gastos (m^3/s)	Elevaciones (msnm)
200	19.53
150	19.23
100	19.14

3.4 Funcionamiento integral de las estructuras para condiciones del NAME

En esta prueba el flujo pasa por ambas estructuras. En primer lugar se estableció un gasto de ingreso al modelo de $0.0305 \text{ m}^3/\text{s}$, (en prototipo $850 \text{ m}^3/\text{s}$); después, cuando el nivel aguas arriba de la cortina permaneció estable, la lectura registrada para estas condiciones fue de 19.05 msnm.

3.4.1 Vertedor de canal lateral en la margen derecha

Según los datos anotados en la tabla 3.2, se deduce que por este vertedor se descarga un gasto cercano a $100 \text{ m}^3/\text{s}$, menor que el de diseño ($175 \text{ m}^3/\text{s}$). El funcionamiento de esta estructura no es satisfactorio, pues además de que su capacidad de descarga es mucho menor en comparación con la del canal de la margen izquierda, las estructuras de disipación y conducción hacia el río están sobradas; tales dimensiones podrían ser reducidas a la mitad y probablemente funcionarían bien. Por esta razón se cuestiona la utilidad de esta obra.

Conviene hacer notar que la obra de la margen izquierda, a capacidad máxima, permite extraer todo el gasto de diseño. Una opción podría ser la de no construir la obra de margen derecha. Ahora bien, sí de todos modos se considera conveniente que exista esta obra, entonces, además de proponer un mejor diseño de ésta, será necesario rediseñar también el canal de margen izquierda.

3.4.2 Canal de la margen izquierda con compuertas radiales

Este canal funciona muy bien; aunque fue diseñado para extraer $675 \text{ m}^3/\text{s}$, es capaz de descargar $850 \text{ m}^3/\text{s}$, **pero sin bordo libre**. Al final de las pruebas se notó que no hay socavaciones importantes para los gastos bajos, pero sí para los más altos. Una mejora que se puede recomendar para esta estructura es la reducción del ancho del canal de descarga en la margen derecha de dicho canal. Esta propuesta se basa en que durante las pruebas realizadas se observó que en la margen

derecha del canal de descarga, se presenta una zona donde el flujo es prácticamente nulo (zona muerta); al reducir el ancho, el comportamiento del agua sigue siendo el mismo.

3.5 Funcionamiento para condiciones de NAMO

Con base en los datos de diseño propuestos por CFE, se sabe que para condiciones de NAMO, el nivel de aguas arriba de la cortina es 17.50 msnm, y que el canal de margen izquierda, con todas las compuertas abiertas, descarga un gasto de 470 m³/s. Los resultados del modelo físico indican que ese gasto pasa por el canal con una elevación del agua de 17.40 msnm. Para esta prueba no se notan procesos de erosión o socavación importantes en la descarga del canal de margen izquierda.

3.6 Transporte de sedimentos a través de las estructuras

En cuanto al transporte de sedimentos a través de las estructuras de control, es evidente que por la obra de margen derecha no puede pasar material de fondo debido a lo alto de la cresta vertedora.

Respecto del canal de la margen izquierda, se hace notar que al estar funcionando las estructuras hidráulicas que se pretenden construir, se tendrá un remanso notablemente mayor en comparación con el que produce la estructura provisional actual; por ejemplo, para un gasto de 470 m³/s, el nivel aguas arriba de la estructura provisional es menor a 16.0 msnm, mientras que funcionando el canal de margen izquierda, con todas las compuertas abiertas, se tiene un nivel de 17.40 msnm; por tanto, la estructura ocasiona un remanso del orden de 1.4 m. Dado que la obra incrementa los niveles aguas arriba de las compuertas, se considera que se va a reducir notablemente el transporte del sedimento. De hecho es muy probable que el principal depósito ocurra en la bifurcación, con lo cual se acentuará el problema de depósito en ese sitio. Será conveniente realizar estudios específicos de la bifurcación para conocer el comportamiento del sedimento y su efecto en el funcionamiento hidráulico en el largo plazo.

Además, si las compuertas controlan los niveles en la obra de margen izquierda, tampoco existe transporte, ya que el remanso inducido es mayor que el que se tiene con todas las compuertas totalmente abiertas.

Ahora bien, en las pruebas realizadas no se observó que el transporte de sedimento a través de la obra fuera importante, por lo cual habrá que contemplar la posibilidad de que en el largo plazo, se tenga un deterioro de las márgenes debido a la interrupción del gasto sólido.

4. ADECUACIONES DEL MODELO FÍSICO

Con base en las observaciones y recomendaciones citadas en el capítulo tres, el personal de CFE propuso varias adecuaciones al diseño original. Puesto que se requiere revisar el funcionamiento hidráulico del nuevo diseño se procedió a hacer los cambios correspondientes. En la Fig. 4.1 se presenta el plano que corresponde al nuevo diseño de la estructura; los principales cambios observados son los siguientes:

En el canal de margen izquierda:

- a) Una reducción del ancho del canal de 25 a 15 m en la zona de pilas
- b) Se proponen tres compuertas radiales, con ancho de 5 m cada una, y dos pilas de 1 m de ancho.
- c) La inclusión de un tanque amortiguador aguas abajo de las pilas. La profundidad del tanque es de 6 m con longitud de 34.168 m. En el diseño se incluyen cinco dientes (baffles) de 2.5 m de altura por 1.8 m de ancho; dicho tanque termina con una curva vertical ascendente, por lo que la plantilla del canal llega a la elevación 8.15 msnm. Después, el canal continúa con una pendiente de 0.025, hasta la cota 6 msnm en la descarga al río.

En el vertedor de canal lateral:

- a) Se aumentó la longitud de la cresta vertedora a 83 m.
- b) Se presenta un nuevo diseño del canal colector: el ancho tiene 17.5 m al inicio, y al final es de 15 m.
- c) Se presenta una ampliación gradual de la salida del tanque colector hasta la descarga al río.

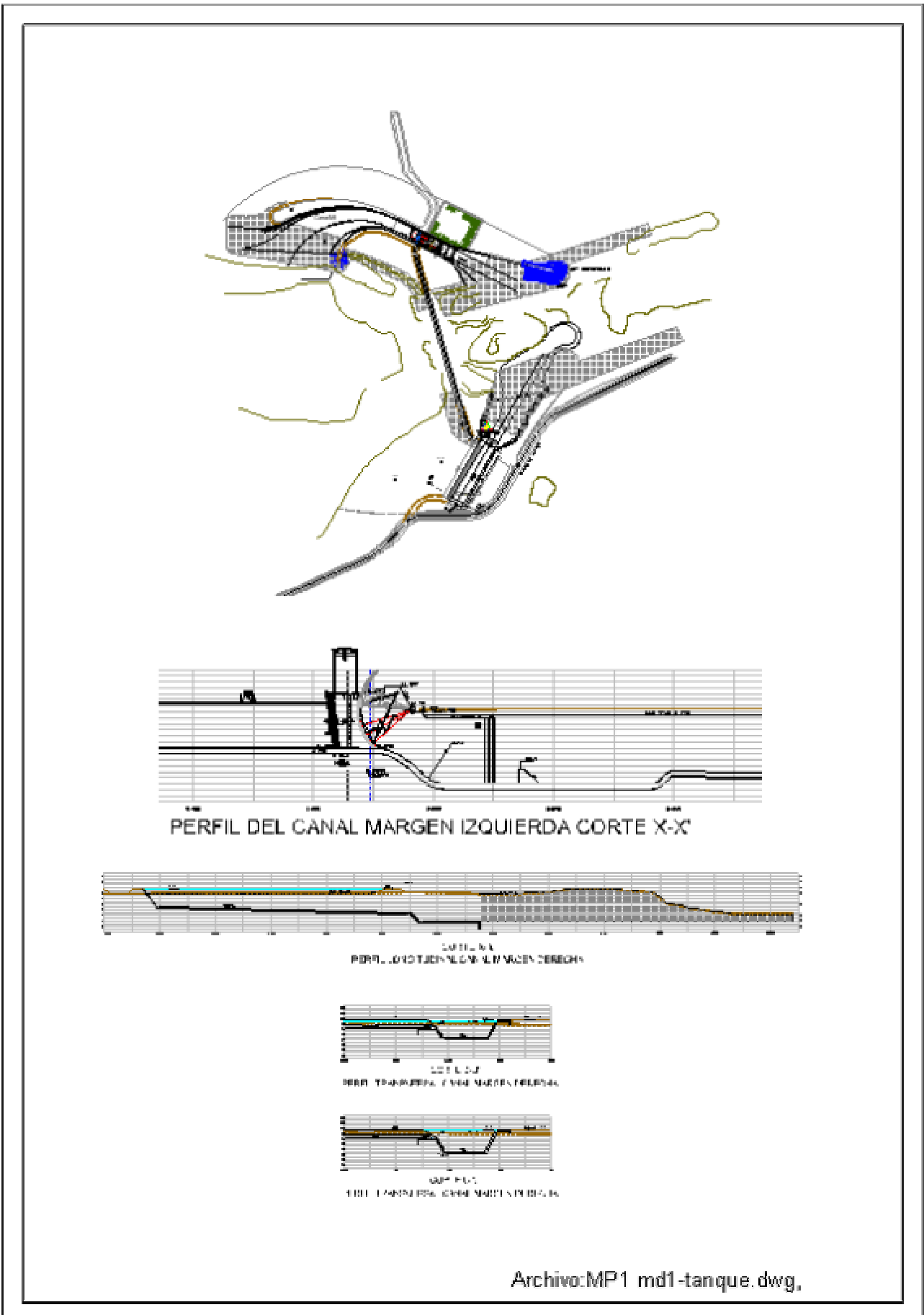


Fig. 4.1 Nuevo diseño de las estructuras

4.1 Construcción del segundo diseño de las estructuras

Primero se procedió a realizar trabajos de demolición (Fig. 4.2) y reconstrucción del canal de margen derecha y canal de margen izquierda en el modelo.



Fig. 4.2 Trabajos de demolición en el modelo

4.1.1 Batimetría

Se construyó una extensión de la batimetría aguas abajo de las estructuras (Fig. 4.3), en estas actividades se marco la malla ya descrita en el capítulo tres. Una vez marcados los puntos de intersección a cada metro en las direcciones x y y de la malla, se procedió a la perforación e hincado de varillas para representar en modelo la batimetría de prototipo, para la nivelación se utilizó nivel, estadal y nivel de mano. Finalmente con la nivelación de las varillas se relleno la superficie con arena para conformar el fondo del cauce.



Fig. 4.3 Extensión de la batimetría aguas abajo de las estructuras

4.1.2 Canal de margen derecha

Las adecuaciones al vertedor de canal lateral hicieron necesaria la demolición total de esta estructura; entre lo que destaca es el aumento de la longitud de la cresta del vertedor, mientras que las dimensiones del canal colector son reducidas. Para la construcción se fabricaron tarrajas de madera para definir las secciones transversales del vertedor de canal lateral, canal colector y espigones. Las tarrajas fueron sujetadas y niveladas con tabicón y varillas. La nivelación de las tarrajas fue realizada con un nivel, estatal y nivel de mano. La construcción del vertedor de canal lateral fue realizada con una mezcla yeso-cemento, mientras que el canal colector y los espigones se construyeron con tabicón detallándolo finalmente con la mezcla yeso-cemento (Fig. 4.4).



Fig. 4.4 Construcción del canal de margen derecha

4.1.3 Canal de margen izquierda

La nueva configuración del canal de margen izquierda consta de dos pilas y tres vanos, un tanque disipador y cinco dientes. Para la construcción de las estructuras se hicieron tarrajas de madera para definir las secciones transversales de las mismas. Las pilas de la zona de compuertas de la obra de la margen izquierda fueron construidas de acrílico. Posteriormente, con ayuda del nivel, estadal y nivel de mano, se fijaron las tarrajas en la posición y nivel correspondiente (fig. 4.5). Concluido lo anterior se procedió a la construcción de las mismas con una mezcla de yeso-cemento (fig. 4.6).



Fig. 4.5 Tarrajas de plantillas y tanque disipador.



Fig. 4.6 Pilas y tanque dissipador.

En la parte correspondiente a la obra de control de margen izquierda, las pilas y compuertas se fabricaron en acrílico, ya que este material tiene un coeficiente de rugosidad de Manning de $n = 0.010$, cercano a 0.008 , que sería el valor de la rugosidad a escala 1:60 correspondiente al concreto que se utilizará en la construcción de las pilas, ver Fig. 4.7.



Fig. 4.7 Pilas de acrílico

4.2 Pruebas realizadas y resultados

A continuación se presentan los resultados obtenidos en las pruebas realizadas en el modelo físico de la nueva alternativa de las estructuras de control. Se recuerda que la principal característica de esta obra es la de estrechar la sección del cauce para controlar el gasto de $850 \text{ m}^3/\text{s}$; por ello, la propia estructura controla el gasto de diseño sin la ayuda de compuertas.

4.2.1 Funcionamiento general de las estructuras para el gasto de diseño ($850 \text{ m}^3/\text{s}$)

En la tabla 4.1 se muestra un resumen de los gastos aforados en el modelo y los valores de diseño. Como se puede observar, en cuanto a los gastos totales, la diferencia es sólo del -1.2% , esto significa que existe una buena aproximación entre el gasto total de proyecto y el medido en el modelo físico. Sin embargo, en cuanto al funcionamiento por separado de las estructuras, las diferencias son mayores y se comentarán más adelante.

Tabla 4.1 Comparación entre gastos de proyecto y medidos en el modelo físico (NAME)

	Gastos medidos en el modelo físico (m^3/s)	Gastos de diseño (m^3/s)	Diferencias (%)
Canal de margen izquierda	490	528	- 7.2
Vertedor de margen derecha	350	322	+ 8.7
SUMA	840	850	- 1.2

En la Fig. 4.8 se muestra un esquema de las estructuras donde se presentan los patrones de flujo observados para el gasto de diseño de $850 \text{ m}^3/\text{s}$. Como puede verse, ahora el flujo del canal de margen izquierda se orienta mejor hacia el centro del cauce del río, por lo que ya no incide sobre la margen derecha, y no hay socavación. Este funcionamiento se observó con o sin la descarga del vertedor de margen derecha.

En cuanto al flujo del vertedor de margen derecha, se observa que una parte importante del flujo principal sale cargado a la margen derecha del canal de salida. Esto implica que no se distribuye el flujo de manera uniforme en la descarga al río. A pesar de esto, no se observan socavaciones importantes en la descarga de la estructura.

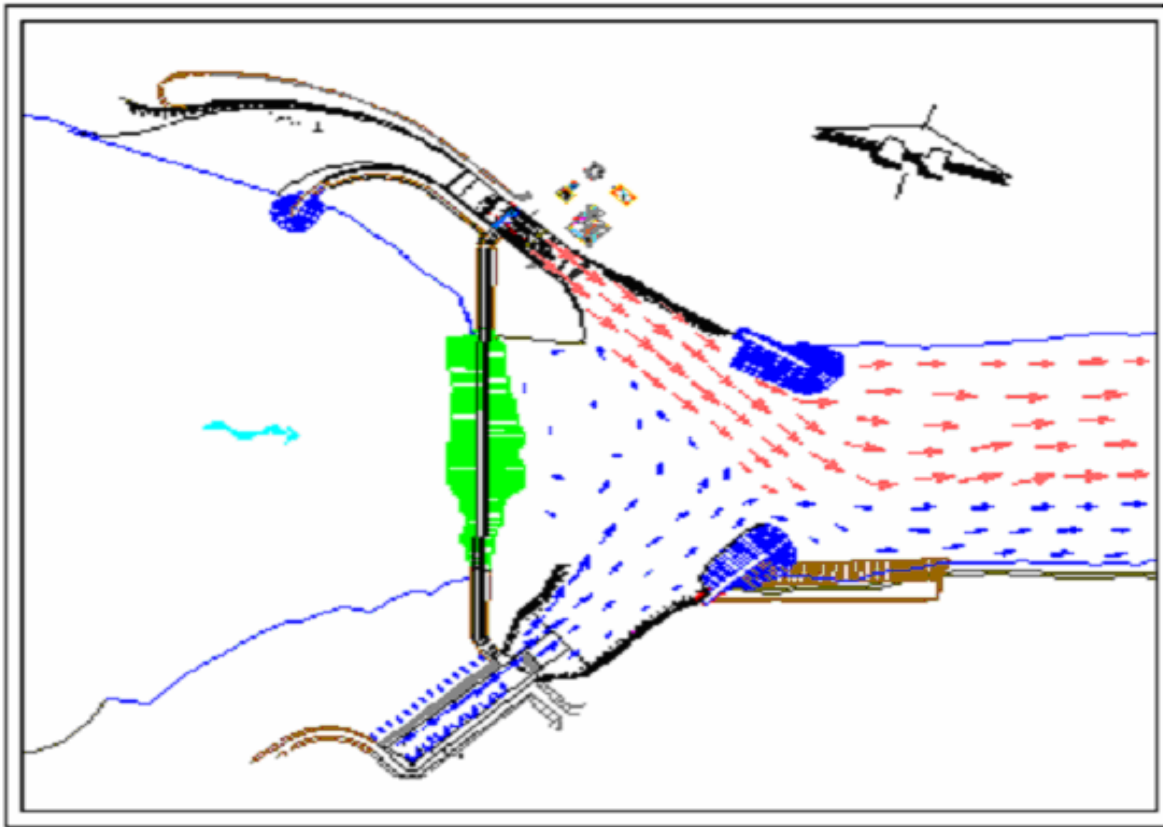


Fig.4.8 Patrones de flujo para el gasto de diseño ($Q = 850 \text{ m}^3/\text{s}$)

4.2.2 Funcionamiento hidráulico del canal de margen izquierda

Esta prueba tuvo la finalidad de estimar los gastos que pueden pasar por el canal en cuestión. Para ello, primero se clausuró el vertedor de margen derecha y durante las pruebas se verificó que no ingresara agua hacia esta estructura. Después, en el vertedor donde se mide el gasto que ingresa al modelo físico, se fijó un caudal de $0.0179 \text{ m}^3/\text{s}$, que equivale a $500 \text{ m}^3/\text{s}$ en el prototipo; posteriormente se vigiló el nivel de la superficie libre del agua en la entrada del canal de llamada, hasta que permaneció constante. Para esta condición el nivel del agua alcanzó la elevación de 19.32 msnm (equivalente en prototipo). Este mismo procedimiento se aplicó para los gastos que se anotan en la tabla 4.2. De los valores reportados se puede deducir que para el NAMO (17.50 msnm), el gasto que puede pasar por el canal en cuestión es un poco menor a $270 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 4.2 Elevaciones - gastos en el canal de margen izquierda

Gasto (m^3/s)	Elevación (msnm)
500	19.32
400	18.72
300	17.88
200	16.56

Al observar la tabla 4.1 se nota que este canal descarga en condiciones de NAME un gasto inferior al de diseño (-7.2 %); sin embargo, se juzga que esta no es una diferencia notable. Se considera que al incluir el tanque de amortiguamiento, se ha mejorado el funcionamiento de ese canal en la descarga; un hecho es que ya no hay efectos notables de socavación, esto se debe a que el tanque aumenta la disipación de la energía, y el flujo se reparte mejor en la descarga. Se probó también el efecto de dientes en el fondo del tanque, y se observó que éstos no mejoran el funcionamiento del canal.

4.2.3 Comportamiento del vertedor de margen derecha

Para este caso, primero se cerró el canal de margen izquierda y se revisó que no pasara ningún gasto a través de éste durante la realización de las pruebas experimentales. Después, se fijó un gasto equivalente en prototipo a $200 \text{ m}^3/\text{s}$, obteniéndose la elevación 18.72 msnm. De esta prueba se deduce que el gasto máximo que puede descargar el vertedor es poco mayor que $300 \text{ m}^3/\text{s}$. Este mismo procedimiento se repitió para gastos de 300, 330 y $350 \text{ m}^3/\text{s}$. Los niveles del agua correspondientes a estos gastos se anotan en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Elevaciones - gastos del vertedor de canal lateral

Gastos (m^3/s)	Elevaciones (msnm)
350	19.32
300	19.02
200	18.72

Según los datos anotados en la tabla 4.3, se deduce que por este vertedor se descarga un gasto cercano a $350 \text{ m}^3/\text{s}$, mayor que el de diseño que es de $322 \text{ m}^3/\text{s}$.

Este vertedor, si bien capta un gasto mayor que el de diseño (+ 8.7 %), se juzga que la diferencia no es significativa. Como se indicó en el inciso 4.2.1, el canal de margen izquierda conduce menos gasto que el de diseño, por ello, en el balance final, se compensan ambos efectos, y entonces con la suma de las dos estructuras se puede descargar el gasto total de diseño.

El funcionamiento del canal colector **presenta fluctuaciones notables** en la superficie libre del agua. Esto se debe al efecto de la turbulencia, presencia de corrientes secundarias (espirales) y ondas superficiales. Esto produce un aspecto irregular en la superficie del agua con oscilaciones de mas de 1.2 m. Las oscilaciones medidas dentro del tanque colector indican que la pendiente

transversal de la superficie del agua oscila entre 12 y 20%. Según el criterio de Viparelli (ver Diseño de Presas Pequeñas, USBR) es recomendable que esta pendiente no sea mayor del 8%. Aún para el gasto de $200 \text{ m}^3/\text{s}$, son notables las oscilaciones de la superficie libre del agua. En la fig. 4.9 se muestra el funcionamiento del canal colector para el gasto máximo de $350 \text{ m}^3/\text{s}$.



Fig. 4.9 Funcionamiento del canal colector para un gasto de $350 \text{ m}^3/\text{s}$

4.2.4 Funcionamiento integral de las estructuras para condiciones de NAME

En esta prueba el flujo pasa por ambas estructuras. En primer lugar se estableció un gasto de ingreso al modelo de $0.0305 \text{ m}^3/\text{s}$, (en prototipo $850 \text{ m}^3/\text{s}$); después, cuando el nivel aguas arriba de la cortina permaneció estable, la lectura registrada para estas condiciones fue de 19.32 msnm.

En el inciso 4.2.1 se presentaron los resultados de la condición de diseño, donde se han determinado los gastos máximos con el nivel de NAME para ambas estructuras. En la Fig. 4.10 se presentan las curvas de calibración de ambas estructuras para la misma condición de funcionamiento de las mismas. Es muy importante hacer notar que en el manejo de avenidas no se necesitan las compuertas, ya que las propias estructuras tienen la capacidad de regular los gastos.

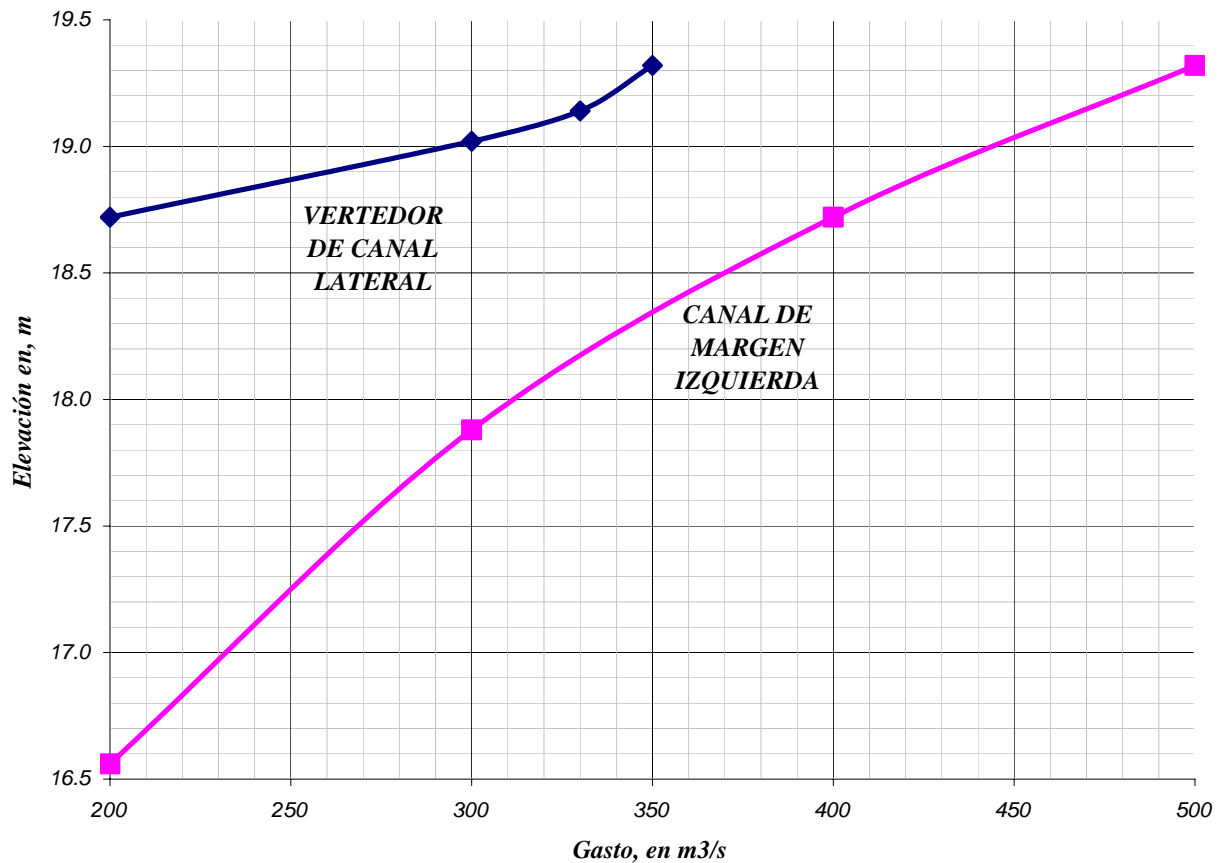


Fig. 4.10 Curvas Elevaciones - Gastos de cada estructura.

4.2.5 Funcionamiento hidráulico de las compuertas del canal de margen izquierda.

Este canal funciona muy bien; aunque fue diseñado para extraer $522 \text{ m}^3/\text{s}$, es capaz de descargar $490 \text{ m}^3/\text{s}$, con una cota de 19.25 msnm . Al final de las pruebas se notó que no hay socavaciones importantes tanto para gastos bajos y los más altos.

Aunque ya se ha cuestionado la utilidad de las compuertas del canal de margen izquierda para regular el gasto hacia aguas abajo de la estructura del río carrizal, se hicieron algunas pruebas para tener más elementos que ayuden a mostrar la poca utilidad de las mismas. Para ello, primero se propuso hacer pasar un gasto equivalente en prototipo a $350 \text{ m}^3/\text{s}$, con las tres compuertas totalmente cerradas, y se espero a que el nivel del agua, aguas arriba de las estructuras, llegara al NAME. En estas condiciones todo el gasto sale por el vertedor de canal lateral. Se aclara que para este gasto el nivel del agua en el río, aguas abajo de las estructuras, es de 15.10 msnm . En la fotografía mostrada en la Fig. 4.11 se ve que las fluctuaciones de la superficie libre del agua son claramente notables, y que el salto hidráulico se barre hacia aguas abajo de la curva vertical, además de que el frente del salto es oblicuo, de donde se deduce que la distribución de la velocidad no es uniforme.



Fig.4.11 Funcionamiento hidráulico del canal colector ($Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$)

Después, se dio una abertura equivalente en prototipo de 1 m en cada una de las compuertas; se esperó hasta tener una condición de régimen permanente, y se observó que el nivel del agua, aguas arriba de la estructura descendió hasta la cota 19 msnm. Así, con ayuda de la gráfica de la Fig. 4.10, se obtuvo que para esta elevación, por el vertedor de canal lateral se descarga un gasto de $300 \text{ m}^3/\text{s}$; luego, con base en la ecuación de continuidad para flujo en régimen permanente, se obtuvo que el gasto que pueden descargar las tres compuertas con abertura de 1 m es de $50 \text{ m}^3/\text{s}$.

Es importante indicar que en esta prueba se observó que la descarga de las compuertas es ahogada (ver Fig. 4.12); y que al final del canal colector de margen derecha se aprecia la ocurrencia de un salto hidráulico barrido, por lo que se considera que el flujo en el canal está en régimen supercrítico (Fig. 4.13).

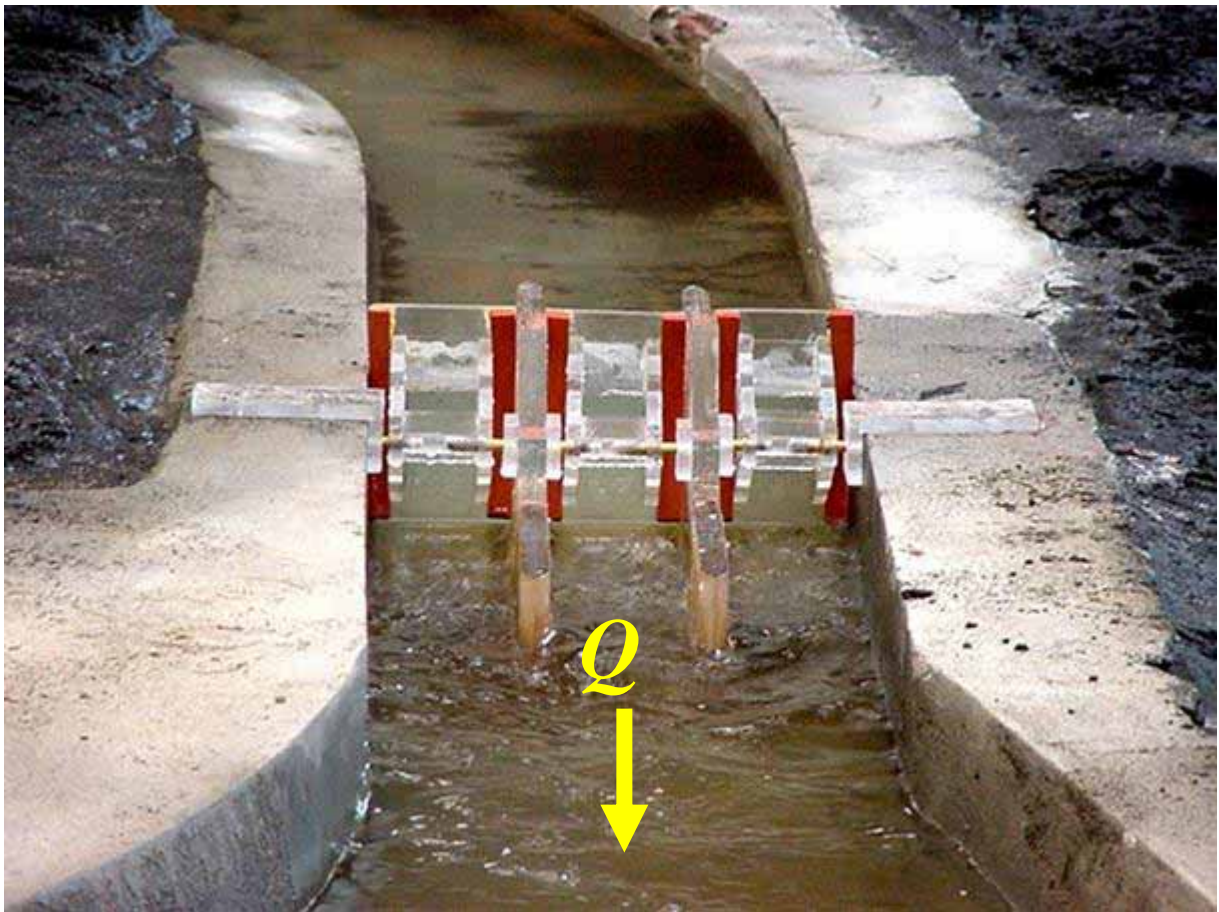


Fig. 4.12 Compuertas con abertura de 1 m y descarga sumergida ($Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$)



Fig. 4.13 Funcionamiento hidráulico del canal colector ($Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$)

A continuación de la prueba anterior, se procedió a dar una abertura equivalente en prototipo de 2 m en cada compuerta, sin cambiar el gasto de ingreso al modelo físico; así, el nivel del agua descendió hasta la cota 18.72 msnm; nuevamente, con ayuda de la Fig. 4.10 se obtuvo que el gasto que descarga el vertedor de canal lateral es de $200 \text{ m}^3/\text{s}$; por tanto, por las compuertas con abertura de 2 m salen $150 \text{ m}^3/\text{s}$. Para esta condición de flujo se observó que las compuertas funcionan con descarga libre, como se muestra en la Fig. 4.14; mientras que en el vertedor de canal lateral se aprecian fluctuaciones notables de la superficie libre del agua (ver Fig. 4.15).

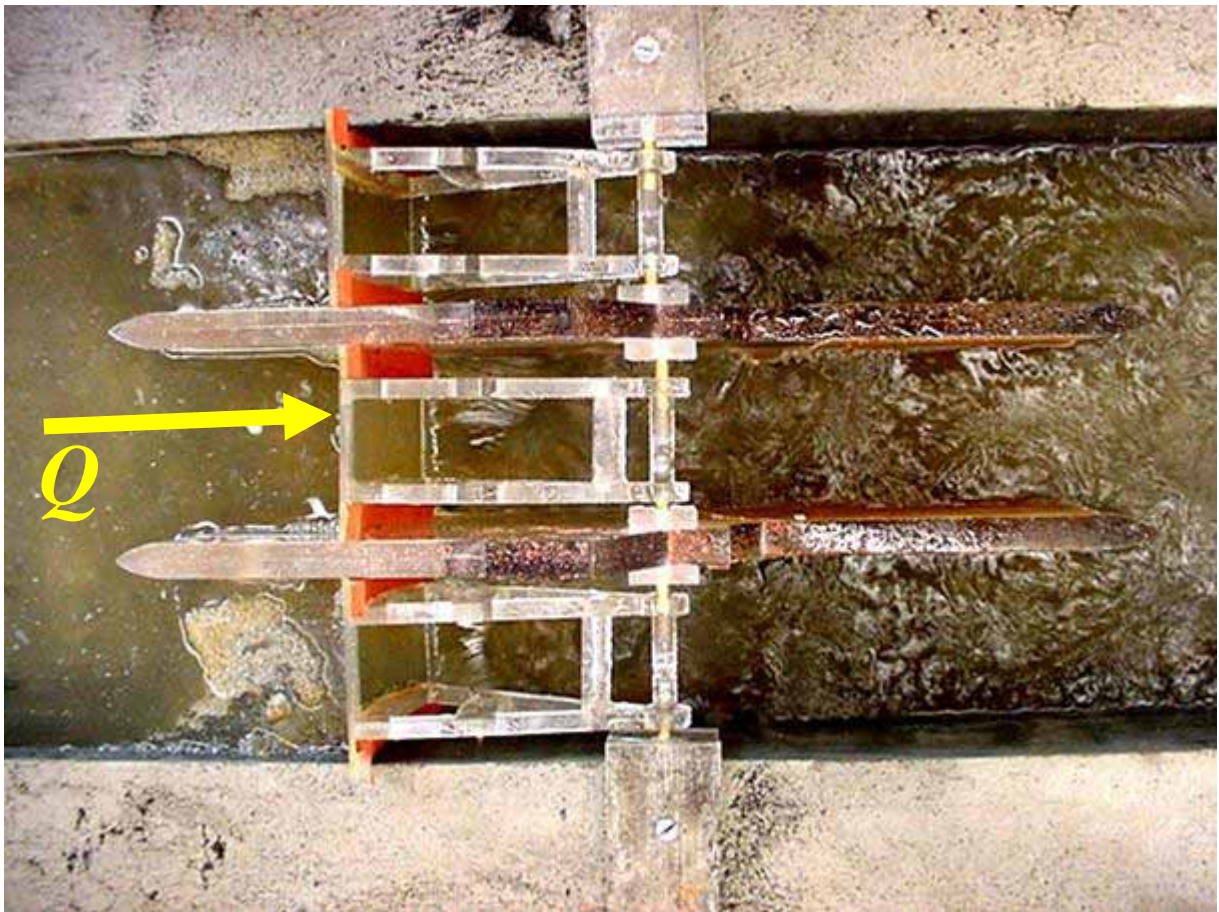


Fig. 4.14 Compuertas con abertura de 2 m y descarga libre ($Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$)



Fig. 4.15 Funcionamiento hidráulico del canal colector ($Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$)

Finalmente, se hizo una prueba más con apertura de las compuertas de 3 m; de manera similar a la ya descrita se obtuvo que el nivel del agua, aguas arriba de la estructura corresponde a la elevación 18.36 msnm, el vertedor de canal lateral descarga $80 \text{ m}^3/\text{s}$, con el funcionamiento mostrado en la Fig. 4.16, y por debajo de las compuertas pasan $270 \text{ m}^3/\text{s}$, con descarga libre, como se nota en la Fig. 4.17.



Fig.4.16 vertedor de canal lateral ($Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$)



Fig. 4.17 Compuertas con abertura de 3 m y descarga libre ($Q = 270 \text{ m}^3/\text{s}$)

Conviene recordar que para el nivel del NAMO = 17.50 msnm, el canal de margen izquierda, con todas las compuertas totalmente abiertas, descarga $270 \text{ m}^3/\text{s}$. Así, si se desea operar las compuertas para regular un gasto menor, es posible que el nivel del agua se incremente, por lo que empezaría a funcionar el vertedor de canal lateral, y ya no se tendría posibilidad de regular en forma adecuada el gasto.

Finalmente conviene señalar que el tratar de operar las compuertas implicará un problema importante de control, ya que en la medida en que se cierran las compuertas, ocurrirá mayor derrame por el vertedor, de tal manera que se prevé complicado el tratar de mantener el gasto constante aguas abajo de la estructura.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- a) En la alternativa *A1* los gastos totales de las estructuras en el modelo coinciden bien con los de diseño. Si bien en forma particular, la estructura de margen izquierda conduce menos gasto que el de diseño (-7.2%), en la de margen derecha conduce más (+8.7%), lo cual empareja los gastos totales.
- b) El canal de margen derecha funciona bien y no existe socavación ni se produce ataque a las márgenes.
- c) El vertedor de canal lateral requiere mejorar su funcionamiento, ya que actualmente se observa que una parte importante del flujo al salir del canal colector se “recarga” hacia la margen izquierda del canal de salida. Esto implica que el flujo no se distribuye de manera uniforme dentro del canal de descarga al río. A pesar de esto, no se observan socavaciones importantes en la descarga de la estructura. Es probable que las dimensiones (el ancho) del canal de salida está sobrado; sin embargo, esto podrá saberse hasta que dicho canal funcione bien, es decir no se recargue el flujo contra la margen izquierda.
- d) El canal colector presenta un funcionamiento con perturbaciones importantes. Esto se debe al efecto de la turbulencia, la presencia de corrientes secundarias espirales y ondas superficiales. Esto produce un aspecto irregular en la superficie del agua con oscilaciones muy importantes (aprox. 2.5 m). Las oscilaciones medidas dentro del tanque recolector indican que la pendiente transversal de la superficie del agua oscila entre 12 y 20%. Según el criterio de Viparelli (ref. Small Dams), es recomendable que esta pendiente no sea mayor del 8%. Aún para gastos bajos (p.e. 150 y 200 m³/s) persisten oscilaciones importantes dentro del tanque recolector.

- e) Una posible solución, para el buen funcionamiento del canal colector, es profundizar el tanque e instalar un escalón en la salida del mismo para inducir la formación del tirante crítico. Sin embargo, cualquier solución, es necesario volver a probarla en el modelo físico.

- f) Se recomienda definir si las estructuras se usarán sólo para el control de avenidas o si también se desea operar en condiciones normales. Esta es una decisión muy importante, porque en el primer caso no son necesarias las compuertas y entonces se tendría un ahorro significativo, ya que también se eliminarían las pilas. Si se trata del segundo caso, es conviene hacer notar que el funcionamiento de las compuertas es comprometido, ya que seguramente derramará el vertedor. Será entonces necesario probar las diferentes condiciones de manejo de compuertas, para saber si es posible lograr los resultados deseados en la operación (por ejemplo el garantizar un gasto constante aguas abajo).

La importancia del uso de modelos físicos nos lleva a la obtención de resultados cualitativamente similares a los que se presentarían en prototipo. Por ello, es indispensable tener bien definido el uso del concepto de similitud, ya que las condiciones para poder realizar un modelo hidráulico es que el flujo sea turbulento. Con ello nuestro modelo debe ser analizado aplicando la similitud geométrica (forma), similitud cinemática (movimiento) y similitud dinámica (fuerzas). Siendo así, las observaciones emanadas de nuestro estudio en el modelo físico de las estructuras de control del río Carrizal nos han llevado a concluir que a pesar que el canal de margen izquierda funciona de manera adecuada, el canal de margen derecha aun requiere adecuaciones, puesto que presenta fluctuaciones en su canal colector debido a una mala distribución del flujo. Finalmente se recomienda antes de construir cualquier estructura hidráulica, realizar el estudio en un modelo físico, ya que con este se reducen costos y principalmente posibles modificaciones a los cauces por erosión y socavaciones.

BIBLIOGRAFÍA

1. Chanson, Hubert, 1999, “The hydraulics of open channel flow”, Butterworth-Heinemann,
2. Chow, V. T., 1959, “Open Channel Hydraulics”, McGraw Hill, Japón.
3. CFE, 2004, “Proyecto Ejecutivo de la Estructura de Control Mp1 del Río Carrizal, Subdirección Técnica, Gerencia de Estudio y Proyectos, México.
4. King, H. W., 1981, Manual de Hidráulica, UTEHA, México
5. Maza, A, J. A. y Franco, V., 1983, “Manual de diseño de obras civiles”, Hidrotécnica, A.2.15 Técnicas Experimentales, Comisión Federal de Electricidad, México.
6. Sotelo, A, G, 1974, “Hidráulica General” Fundamentos Vol. 1, ED. LIMUSA, México.
7. Potter, M, Wiggert, D, Hondson, M, 1998, “Mecánica de fluidos” 2ª ed. ED. PRENTICE HALL, México.
8. US Department of the Interior, 1987, Design of small Dams. 3rd edn (USBR), Denver CO, USA