



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

**REVISIÓN DE LA CAPACIDAD Y FUNCIONAMIENTO
HIDRÁULICO DE UN CANAL MEDIANTE MODELACIÓN
NUMÉRICA**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL - HIDRÁULICA**

P R E S E N T A:

EDUARDO CHAN GAXIOLA

TUTOR:

**DR. NAHÚN HAMED GARCÍA VILLANUEVA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

MÉXICO, D.F. FEBRERO 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Aguilar Chávez Ariosto

Secretario: Dr. Saucedo Rojas Heber Eleazar

1er. Vocal: Dr. García Villanueva Nahún Hamed

2do. Vocal: M. I. Pedroza González Edmundo

3er. Vocal: Dr. Arroyo Correa Víctor

Lugar donde se realizó la tesis:

Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería UNAM
Campus Morelos.
Jiutepec, Morelos.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Nahún Hamed García Villanueva

FIRMA



Agradecimientos

Los logros que he alcanzado, gracias a mi incorporación como estudiante al posgrado de la Universidad Nacional Autónoma de México y por el apoyo brindado por Conacyt, se los dedico a mi familia; a mi madre *Mónica Gaxiola Bojórquez*, a mi padre *Eduardo Chan Valle* y a mi hermano *Francisco Javier Chan Gaxiola*, quienes me han acompañado y respaldado durante toda mi formación profesional y gracias a ellos me es posible cumplir esta meta, la obtención del grado de maestro en ingeniería.

Le agradezco al *Dr. Nahún Hamed García Villanueva* por permitirme desarrollar mi trabajo de tesis bajo su tutoría, por apoyarme y comenzar a desarrollar en mi capacidades para enfrentarme tanto al mundo de la academia, como en el profesional, por lo que siempre contará con mi respeto y gratitud.

A cada uno de los que integran al personal del Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería UNAM Campus Morelos, quienes me aconsejaron, guiaron y compartieron su conocimiento durante esta etapa, para reforzar mi formación académica y por ende a consolidar mi gusto por la Hidráulica, les doy las gracias.

En conclusión, gracias a todas las personas que aportaron una acción, una palabra en mi desarrollo y por ende esperando que esto solo sea el principio de una meta mucho mayor.



Índice

1. RESUMEN	6
2. GLOSARIO	3
3. INTRODUCCIÓN	4
4. OBJETIVO GENERAL.....	6
5. ASPECTOS GENERALES DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA DE CANALES Y DEL PROGRAMA SIC^2 ..	7
5.1. Flujo permanente: Diseño en régimen uniforme	7
5.1.1. Coeficiente n de Manning	14
5.2. Obras de control en canales de riego	17
5.2.1. Estructuras de protección	17
5.2.2. Estructuras de distribución	18
5.2.3. Estructuras de cruce.....	21
5.3. Flujo transitorio: Hidráulica de la operación.	27
5.3.1. Régimen transitorio gradualmente variado.....	28
5.4. Programa Simulation of Irrigation Canals “SIC^2”	29
5.5. Centros de investigación y despachos de ingeniería que han utilizado el simulador SIC^2.....	35
6. ZONA DE ESTUDIO: CANAL PRINCIPAL HUMUYA.....	36
6.1 Antecedentes.....	39
6.1.1 Estudio para la modernización del Canal Principal Humaya, IMTA 1997	39
6.1.2. Proyecto de rehabilitación y sobreelevación del CPH, 2006	41
6.1.3. Proyecto de rehabilitación y sobreelevación del CPH, 2013-2014	42
6.2. Topología del canal; Levantamiento topográfico (0+000 a 156+911.98).....	43
6.3. Campaña de aforos.....	56
6.3.1. Batimetría en Diques.....	57
6.3.1.1. Datos obtenidos en campo	59
6.3.2. Aforo en secciones del canal a superficie libre	62
6.3.2.1. Datos obtenidos en campo	64
6.4. Datos hidrométricos del tramo 0+000 a 35+730.....	65
6.4.1. Datos hidrométricos proporcionados por la SRL	66
6.4.2. Metodología de revisión cotidiana de extracciones del Módulo de riego 4.1.....	68
7. ESCENARIOS A FLUJO PERMANENTE.....	70



7.1. ESCENARIO 1; ESTADO ACTUAL DEL CANAL ($Q: 79.7 \text{ m}^3/\text{s}$).....	70
7.1.1. Representación y calibración del modelo en tramos de canal	70
7.1.2. Representación y calibración del modelo numérico en Diques	72
7.1.3. Representación y calibración de sifón y túnel; Sección compuesta	74
7.1.4. Representación y calibración de estructuras de control (represas)	78
7.1.5. Calibración del modelo numérico	79
7.2. ESCENARIO 2; CANAL SOBREELEVADO ($Q: 120 \text{ m}^3/\text{s}$)	82
7.2.1. Capacidad de conducción del túnel “Tecorito”	83
8. OBTENCIÓN DE RESULTADOS.....	90
8.1. Cálculo inverso de las campañas de medición; Coeficiente de Manning	91
8.2. Análisis operativo del funcionamiento diques-CPH, considerando la situación actual.....	92
8.3. Análisis hidráulico de los 16 sifones ubicados entre la bocatoma de la PD “Andrew Weiss” y el Dique “Aeropuerto”, del CPH.....	94
8.4. Análisis hidráulico de 2 represas localizadas en el CPH.....	96
8.5. Análisis conceptual del flujo transitorio en base a los datos del subcapítulo 6.4.1 y Anexo 3.....	98
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	99
10. Bibliografía	102
11. ANEXOS.	
ANEXO 1. Curvas elevaciones-áreas-capacidades de los Diques del CPH.....	105
ANEXO 2. Datos obtenidos en campo de aforos en secciones del canal a superficie libre.....	116
ANEXO 3. Registro diario de aforos y control hidrométrico del 17 al 23 de febrero de 2014 en el CPH.....	122
ANEXO 4. Tabla de Resultados de la calibración del modelo, en función de los datos medidos en campo.....	128
ANEXO 5. Tabla de Niveles de operación que resulta del SIC ² , conduciendo un gasto de $120 \text{ m}^3/\text{s}$	148
ANEXO 6. Análisis hidráulico de sifones y represas del CPH.....	171



ÍNDICE DE FIGURAS	PÁGINA
Figura 5.1. Elementos Geométricos de la sección transversal de un canal.....	12
Figura 5.2. Representación de una rápida en un canal.....	17
Figura 5.3. Interpretación de la ecuación de la energía en el Sifón.....	22
Figura 5.4. Representación típica de un puente canal.....	24
Figura 5.5. Corte longitudinal y frontal de una alcantarilla.....	26
Figura 6.1. Procedimiento de nivelación.....	40
Figura 6.2. Sección transversal tipo de la sobreelevación del CPH.....	42
Figura 6.3. Dibujo de corte de una sección del canal.....	49
Figura 6.4. Dibujo de estructura (Represa).....	50
Figura 6.5. Dibujo de una entrada de agua.....	51
Figura 6.6. Dibujo de un Dique.....	52
Figura 6.7. Corte de sección transversal de un dique.....	52
Figura 6.8. Corte longitudinal de un sifón.....	53
Figura 6.9. Vista en planta de una toma lateral.....	54
Figura 6.10. Sección transversal del canal y túnel.....	54
Figura 6.11. Perfil de rasante y bordo del CPH entre el dique Aeropuerto y la P. D. "Andrew Weiss"	55
Figura 6.12. Marcas de posición de las fotografías del CPH.....	56
Figura 7.1. Perfil resultante del proceso de calibración del modelo SIC ²	81
Figura 8.1. Representación de los tirantes presentados en la represa.....	97



ÍNDICE DE TABLAS

PÁGINA

Tabla 5.1. Ángulo natural de reposo ϕ (en rad) recomendable en suelos cohesivos, según U.S. Bureau of Reclamation.....	13
Tabla 5.2a. Valores del coeficiente n en la ecuación de Manning. Canales recubiertos o revestidos (Chow, 1994).....	14
Tabla 5.2b. Valores del coeficiente n en la ecuación de Manning. Canales excavados o dragados en diferentes tipos de suelo (Chow, 1994).....	15
Tabla 5.2c. Factores correctivos de n (Ec. 5.3), según el Soil Conservation Service, 1963.....	16
Tabla 6.1. Número de estructuras calibradas en el SIC ²	37
Tabla 6.2. Listado de Estructuras sin tomas laterales.....	37
Tabla 6.3. Estructuras levantadas a lo largo del CPH.....	51
Tabla 6.4. Ubicación de los diques.....	59
Tabla 6.5. Censo de estructuras de extracción del Canal Principal Humaya.....	68
Tabla 6.6. Demanda de agua de la semana del día 12 al 23 de Febrero del 2014; datos proporcionados por el Módulo de riego 4.1.....	69
Tabla 7.1. Anchos de las secciones rectangulares (a_r).....	77
Tabla 7.2. Tirantes normales.....	90
Tabla 8.1. Pérdidas de carga determinadas en campo generadas en los diques.....	92
Tabla 8.2. Sifones ubicados a lo largo del CPH.....	94
Tabla 8.3. Resumen Análisis Hidráulico de Sifones con conductos agregados.....	95
Tabla 8.4. Resumen Análisis hidráulico de sifones, en su configuración geométrica actual.....	96
Tabla 8.5. Resumen Análisis Hidráulico de Represas.....	97



ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS	PÁGINA
Fotografía 6.1. Banco de referencia.....	44
Fotografía 6.2. Placa en la PD “Andrew Weiss”.....	45
Fotografía 6.3. Georeferenciación de placa en la PD “Andrew Weiss”	46
Fotografía 6.4. Nivelación de la poligonal de apoyo.....	47
Fotografía 6.5. Levantamiento en planta del canal e infraestructura.....	48
Fotografía 6.6. Levantamiento de sección del canal.....	49
Fotografía 6.7. Levantamiento de estructura.....	50
Fotografías 6.8. Equipo de medición usado en el estudio batimétrico.....	58
Fotografías 6.9. Recorridos de medición en los diques del Canal Humaya.....	61
Fotografía 6.10. Perfilador vertical de efecto doppler móvil.....	62
Fotografías 6.11. Obteniendo los niveles con el equipo RTK.....	64
Fotografía 6.12. Utilizando el perfilador vertical de efecto doppler móvil.....	64
Fotografía 6.13. Aforo realizado aguas arriba de la estación 1+800.....	65
Fotografía 6.14. Toma lateral 23+000.....	67
Fotografía 8.1. Dique Mariquita infestado de lirio.....	93
Fotografía 8.2. Dique Palos Amarillos presenta maleza leñosa.....	93



ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	PÁGINA
Ilustración 6.1. Localización del Canal Principal Humaya.....	36
Ilustración 6.2. Ventana del programa; perfil de velocidades.....	63
Ilustración 6.3. Molinete de eje vertical y sección transversal en el punto de aforo.....	68
Ilustración 7.1. Perfil de flujo permanente; $Q = 79.7 \text{ m}^3/\text{s}$	70
Ilustración 7.2. Sección compuesta de la sobrelevación del canal del km 79 al km 83.....	71
Ilustración 7.3. Dique 1 utilizando el programa “Surfer”	72
Ilustración 7.4. Sección compuesta del Dique Mariquita.....	74
Ilustración 7.5. Caracterización de la sección compuesta del sifón.....	75
Ilustración 7.6. Perfil longitudinal de la represa 50+300 en el SIC ²	78
Ilustración 7.7. Ventana de configuración de los elementos de secciones singulares; represas.....	79
Ilustración 7.8. Ventana del Módulo de Resultados.....	80



ÍNDICE DE GRÁFICAS	PÁGINA
Gráfica 5.1. Diagrama de Moody.....	11
Gráfica 7.1. Curva Elevaciones - Áreas - Capacidades (2013) del Dique 1.....	73
Gráfica 7.2. Grafica de capacidades del canal (IMTA, 2013).....	82
Gráfica 10.1. Perfil longitudinal del azolve en el DiqueCacachila.....	101

1. RESUMEN

En algunos distritos de riego de México la infraestructura hidroagrícola y en especial la red mayor de sistemas de conducción, se opera a su máxima capacidad e inclusive invadiendo el bordo libre, es decir en el periodo de mayor demanda se están requiriendo caudales mayores a los previstos en el proyecto de origen, entre otros factores, esto se puede deber a un incremento en la superficie bajo riego o a la implantación de cultivos con requerimientos hídricos superiores a los considerados durante la planeación de la zona de riego. A raíz de este incremento en la demanda en varios canales principales se han identificado deficiencias en su capacidad de conducción, ya que superan la capacidad de diseño. Esta problemática se magnifica o complica cuando se identifican deficiencias que tienen su origen en el propio diseño, en la construcción o cuando surgen y derivan del deterioro normal del canal, de la falta de una adecuada conservación y rehabilitación; o de una combinación de varios de estos factores. Esta situación complica y afecta tanto la conducción, como la distribución y consecuentemente reduce la capacidad de respuesta del canal, en especial durante la demanda pico, situación que reduce la superficie que puede ser atendida y afecta la capacidad y flexibilidad productiva de la zona de riego.

Con el objeto de identificar los diferentes aspectos que se tienen en la operación de una red mayor en un distrito de riego, en este trabajo se analizará a detalle el funcionamiento hidráulico del canal principal de la red mayor del Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya, al cual en la práctica se le conoce como Canal Principal Humaya.

El objeto del estudio es analizar la problemática actual de operación y evaluar su funcionamiento respecto al proyecto de diseño original. Una vez identificados los problemas y limitaciones que prevalecen en su capacidad de conducción, se proponen una serie de modificaciones para atenuar estos problemas, mejorar las eficiencias de conducción y distribución, y aumentar la capacidad de conducción del Canal Principal Humaya. Las medidas para mejorar la eficiencia y la capacidad que se abordan en este trabajo son principalmente del tipo estructural.

En el diseño de un canal de conducción se consideran los siguientes parámetros: caudales máximos circulantes, características geométricas, puntos de control, tipo de regulación del canal, tomas laterales y entradas no controladas (diques, arroyos



con estrada directa al canal). En teoría se considera que para la demanda máxima se tiene un caudal máximo punta y la elevación de la superficie libre del agua, asociada al tirante normal, en las tomas laterales es similar al nivel del agua requerido en los puntos de derivación (satisfacción de demandas máximas con el mínimo costo de la obra). Con este criterio se deben revisar los niveles de operación para cada tramo y si se tienen estructuras especiales (sifones, contracción, cambios de sección, túneles, diques, etc.), también se debe hacer una revisión del funcionamiento particular de cada estructura. Para un gasto menor al máximo de diseño se tendrá un descenso en los niveles de operación, por lo tanto se habilitan estructuras de control, como lo son las compuertas de regulación.

En algunos diseños de canales, por efectos de cambios fuertes en los niveles topográficos, no es posible mantener el criterio de gasto máximo con tirante normal en flujo subcrítico, entonces se tienen puntos de cambio de régimen (caídas o contracciones laterales muy bruscas), por lo que se tendrán tramos a régimen subcrítico y otros a supercrítico, en estos casos por las características propias de un flujo supercrítico, el diseño se realiza por tramos entre cada sección de control de cambio de régimen.

Como se puede verificar en este trabajo, la revisión hidráulica de un canal se puede elaborar, con las teorías clásicas de flujo gradualmente variado y con una ecuación de resistencia de flujo como la de Chezy-Manninig (Chow, 1994), y sólo para casos muy especiales como son los sifones y lagunas laterales es necesario elaborar una revisión adicional. Para los casos particulares, en el estudio del Canal Humaya, en cada estructura especial se realizó una caracterización física y una campaña de medición hidráulica; con lo que se logró una adecuada caracterización y calibración de las mismas en el modelo de simulación.

En caso de buscar estrategias de mejora en la operación a régimen transitorio se pueden utilizar las ecuaciones de Saint-Venant, para flujo unidimensional, partiendo de una condición inicial e incorporando algoritmos para modificar los tiempos de traslado de ondas para los cambios de caudal en todo el sistema.

Para la revisión de diseño se utilizó la información topográfica y geométrica actualizada (IMTA, 2013), complementada con datos de 2014 así como con la información original disponible de diseño del canal, complementada con campañas de medición de niveles y gastos circulantes realizadas en campo. Con esta información se calibró un sistema de soporte (modelo computacional basado en las



ecuaciones de Saint-Venant) denominado *Simulation of Irrigation Canals* “SIC²”, que resuelve las ecuaciones generales de flujo a superficie libre unidimensionales. Una vez calibrado dicho modelo se utilizó como herramienta de soporte para el análisis del funcionamiento del canal ante diferentes escenarios y condiciones de operación.

Adicionalmente, se utilizó el simulador para identificar los puntos que deben ser mejorados para incrementar la capacidad actual del canal, o sea, para aumentar dimensiones o eliminar las deficiencias o limitaciones en su capacidad tanto en tramos específicos como en las estructuras que lo componen. Derivado de esta revisión y calibración físico-matemática del funcionamiento del canal, se procedió a utilizar el modelo de simulación para establecer un conjunto de recomendaciones para sugerir acciones para mejorar el funcionamiento y la capacidad del canal.

Entre los principales resultados de este trabajo se propone y se describe una propuesta metodológica, tomando como ejemplo el caso del Canal Principal Humaya, para utilizar un modelo de simulación con el fin de analizar y mejorar el funcionamiento hidráulico de un canal; para lo cual se incluyen, entre otras, las siguientes actividades: revisión y comparación del diseño original con respecto al prototipo construido, verificación de la capacidad actual del canal y de los efectos en el gasto circulante por falta de mantenimiento, daños y acumulación de azolve, y generación de medidas estructurales y no estructurales para mejorar la capacidad de conducción y de distribución.

2. GLOSARIO

CPH ; Canal Principal Humaya
SIC ; Simulation of Irrigation Canals
D.R. ; Distrito de Riego
SRL ; Sociedad Responsable Limitada
CUR ; Coeficiente Unitario de Riego
 Q ; Gasto o caudal
 V ; Velocidad
 A ; Área hidráulica
 R_h ; Radio hidráulico
 y ; Tirante de canal
 Y_n ; Tirante normal
 P ; Perímetro mojado



B.L. ; Bordo libre

h_f ; Perdidas de energía

S ; Pendiente

n ; Coeficiente de Manning

R_h ; Radio Hidráulico

g ; Gravedad

z ; Cualquier punto de intersección de alguna línea de corriente con el plano de la sección de un canal

PD ; Presa Derivadora

SCS ; Soil Conservation Service

L ; Longitud

L_T ; Longitud de transición

IMTA ; Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Conagua ; Comisión Nacional del Agua

m ; metros

UTM ; Universal Transverse Mercator, en español Sistema de coordenadas Universal Transversal de Mercator.

GPS ; Global Positioning System, en español Sistema de posicionamiento global

X,Y,Z ; Coordenadas cartesianas

CFE ; Comisión Federal de Electricidad

SCT ; Secretaria de Comunicaciones y Transporte

S.L.A. ; A superficie libre de agua

S.R.H. ; Secretaria de Recursos Hidráulicos

3. INTRODUCCIÓN

En los distritos de riego de México, la mayoría de la infraestructura hidroagrícola y en particular los sistemas de conducción operan a su capacidad máxima de diseño, es decir en los periodos pico se está demandado un volumen y un caudal de agua igual o superior al necesario para cubrir los requerimientos de la superficie total considerada en la planeación original de las zonas de riego.

Ante este escenario en gran parte de los canales principales se ha identificado la presencia de un problema sistemático, que es una falta o déficit de su capacidad de conducción, la cual se explica en la mayoría de los casos, con aspectos relacionados con deficiencias en la operación y el mantenimiento de los canales; y en algunos casos con el diseño de los mismos.



Los caudales de operación de canales de riego dependen de las demandas de riego durante el ciclo de desarrollo de los cultivos en una zona de riego, durante la planeación de la operación se debe verificar que los caudales máximos no rebasen la capacidad de conducción de las redes de canales. Los caudales de operación máximos dependen de la demanda de riego de los cultivos, y la forma de operar la red de canales (se entiende a la eficiencia global de riego de una zona regable como la acumulación multiplicativa de la eficiencias de aplicación en parcela, y de distribución y conducción en los canales). Las demandas de riego se integran por los calendarios de riegos, y estos incluyen los volúmenes de pre-siembra, lavado de suelos, limitación de heladas y suplementos agronómicos para control de plagas y fertilizantes.

Los caudales de operación de una red de control aguas arriba como la del Canal Principal Humaya, se establecen entre el plan de riego definidos por los usuarios y el jefe del Distrito de Riego, y para la operación se solicitan los riegos en forma anticipada o demanda predefinida.

Normalmente, la estimación de caudales de diseño se analiza con base en tres métodos ampliamente utilizados en el mundo: Coeficientes Unitarios de Riego, Clement y Clemmens. La aplicación de uno u otro método debe hacerse en función de las condiciones específicas de las zonas de riego; el método de los CUR o el de Clemmens puede utilizarse en la revisión de la capacidad de conducción de redes de distribución existentes, el de Clement cuando se pretende construir nueva infraestructura, puesto que relaciona la operación del riego parcelario con la red de distribución de agua (De León Mojarro, 2011).

La flexibilidad del riego aumenta en los meses de menor demanda, esto permite reducir las pérdidas debidas a la operación y proporciona seguridad en el sistema de distribución. Es importante destacar que la flexibilidad en el uso del agua se adquiere a medida que aumenta la capacidad de conducción y almacenamiento de los canales, lo cual permite reducir su tiempo de operación, aunque se debe tomar en cuenta el aumento implícito en el costo de construcción de los canales.

La operación de canales consiste en abastecer a los cultivos en la cantidad y oportunidad, minimizando las pérdidas de agua dentro de la red de conducción y distribución. Los encargados de la operación son los responsables de distribuir y regular adecuadamente los caudales.

Los canales de los distritos de riego fueron diseñados para conducir un caudal máximo de diseño con un libre bordo como un factor de seguridad, que evita



derrames ante una variación excesiva del tirante. Uno de sus rasgos operativos es que se busca mantener en lo posible un tirante constante aguas arriba de las estructuras de control, para alimentar adecuadamente las extracciones laterales y salvaguardar el sistema de conducción (De León Mojarro, 2011).

En el diseño de un canal de riego y de toda la red de distribución se deben establecer puntos de entrega de agua, ya sea a tomas laterales o canales de la red de distribución, estos sitios se definen como puntos de control o de regulación y para cualquier gasto circulante en el canal no debe tener variaciones de nivel significativos. El criterio de diseño básico es para gasto máximo el nivel en el punto de control es igual al tirante normal para este gasto, pero en el caso de tener gastos menores se debe mantener el nivel de operación y para lograr nivel constante para cualquier gasto se incorporan estructuras de control de nivel, las cuales pueden ser vertedores (por ejemplo vertedores pico de pato) o compuertas (por ejemplo planas o radiales).

Por la ubicación de las compuertas y el punto en el que se requiere mantener cierto nivel se tienen dos formas generales de control, la primera es mediante una compuerta aguas abajo del citado punto (denominado control aguas abajo) y otra a través de una compuerta aguas arriba (control aguas arriba). El sistema de control aguas abajo es el más usual y este se puede operar de forma manual, en cambio el de aguas arriba requiere equipos especiales para su implementación, como lo son las compuertas basculantes hidrodinámicas o sistema automáticos de telecontrol.

4. OBJETIVO GENERAL

Aplicar un modelo de simulación numérica de canales para revisar y realizar un análisis comparativo entre las capacidades y criterios hidráulicos adoptados durante el diseño y los que realmente prevalecen en el canal ya construido. Se incluye un análisis de su estado actual, así como de la condición que debería tener bajo una adecuada conservación. Se complementa con la aplicación del modelo para identificar y determinar los puntos de control y tramos que afectan y reducen la capacidad del canal, además de sugerencias para incrementar su capacidad de conducción. De esta manera se pretende establecer criterios para utilizar la modelación numérica en apoyo a la revisión de la capacidad, del funcionamiento hidráulico y el redimensionamiento de canales.



5. ASPECTOS GENERALES DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA DE CANALES Y DEL PROGRAMA SIC^2

5.1. Flujo permanente: Diseño en régimen uniforme

En la hidráulica del diseño básico de canales, considerando flujo uniforme, se asume que las fuerzas gravitacionales están en equilibrio con las fuerzas de fricción, lo cual implica que las pendientes de la superficie libre del agua y del fondo del canal son paralelas, para un gasto constante. Esta condición, más teórica que real, se podría cuasi-establecer en canales prismáticos de gran longitud con características geométricas, hidráulicas y físicas uniformes, lo cual en la práctica no es común que ocurra en un canal de riego, esto es debido a que a lo largo de las redes y líneas de canales existen cambios en la geometría, en la rugosidad, en el caudal, así como una serie de estructuras de control, paso y derivación que se pueden considerar como discontinuidades hidráulicas como lo son diques, entradas de agua, extracciones, represas, vertedores, sifones, puentes canal, desfuegos, caídas y rápidas que provocan aceleraciones locales y cambios en las características hidráulicas del flujo que vuelven imposible el establecimiento del régimen uniforme.

Ecuaciones generales de flujo en una dimensión

Ley de esfuerzo cortante

Las fórmulas de flujo uniforme se pueden expresar en la siguiente forma general:

$$V = fR^xS^y \quad (5.1)$$

Donde V es la velocidad media; R es el radio hidráulico; S es la pendiente de la energía, x e y son exponentes; y f es un factor de resistencia al flujo que depende de rugosidad del material de las paredes del canal, turbulencia, temperatura del agua, y la viscosidad.

En la fórmula de resistencia de flujo cuando se adoptan los valores de $x=y=1/2$, $f=C$, entonces la ecuación (5.1) se escribe de la forma siguiente:

$$V = C\sqrt{RS} \quad (5.2)$$



La expresión 5.2 es conocida como ecuación de Chezy, por otra parte, para $x=2/3$, $y=1/2$, $f=1/n$, se tiene la siguientes expresión

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (5.3)$$

Expresión conocida como de Chezy-Manning o simplemente Manning, en este caso n , es el coeficiente de Chezy-Manning, la relación entre los coeficientes de Chezy y de Manning se expresan de la forma siguiente:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (5.4)$$

Principio de conservación de masa para flujo permanente

Por otra parte, en flujo permanente y de acuerdo con la ecuación de continuidad, el gasto se mantiene constante en todo en canal, y se satisface la relación;

$$Q = AV \quad (5.5)$$

Donde A , es el área hidráulica de la sección transversal del canal.

Ecuación de la energía o de Bernoulli

La forma para evaluar la variación entre la energía potencial de un flujo a superficie libre y la cinética, se expresa por la ecuación de la energía. En este estado se puede adicionar un término para englobar las pérdidas por rozamiento, efectos de cambios laterales abruptos (por ejemplo la entrada a un sifón o una laguna lateral) y los efectos de turbulencia.

En complemento al recurrir a la ecuación de la energía, se tiene que la energía total por unidad de peso que posee el agua en su movimiento, medida en cualquier punto de intersección de alguna línea de corriente con el plano de la sección de un canal al ser aplicada entre dos secciones de un canal, se expresa de la siguiente forma:

$$z_1 + y_1 \cos \theta_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 \cos \theta_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_r \quad (5.6)$$

Donde Δh_r es la pérdida de energía entre las dos secciones e igual a la caída de nivel entre las mismas, o sea, para fines prácticos igual al producto de la pendiente de fricción por la distancia que la separa.



En la ecuación 5.6 para flujo uniforme se tiene que:

$$S = \frac{z_2 - z_1}{L} \quad (5.7)$$

$$d = y (L^2 - (Z_1^2 - Z_2^2)^2)^{0.5} / L \quad (5.8)$$

Donde d es el tirante, entonces la ley de cortante (5.3) se puede expresar como:

$$h_f = \left[\frac{vn}{R_h^{2/3}} \right]^2 L \quad (5.9)$$

Donde L es la longitud entre las secciones consideradas.

Flujo gradualmente variado

El flujo gradualmente variado es un flujo permanente, es decir, que las características hidráulicas del flujo permanecen constantes en el intervalo de tiempo en consideración y cuya profundidad varía de manera gradual a lo largo del canal. En la aplicación para fines prácticos, se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

1. La pérdida de altura en una sección es igual que la de un flujo uniforme con las mismas características de velocidad y radio hidráulico.
2. La pendiente del canal es pequeña (<10%). Esto quiere decir que la profundidad del flujo puede medirse verticalmente o perpendicularmente al fondo del canal y no se requiere hacer corrección por presión ni por arrastre del aire.
3. El canal es prismático.
4. Los coeficientes de distribución de la velocidad y el de rugosidad son constantes en el tramo en estudio.

Considerando el perfil del flujo en la longitud elemental dx de un canal abierto. La altura total sobre el plano de referencia en la sección aguas arriba es:

$$H = z + d \cos\theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (5.10)$$

Donde H es la altura total; z es la distancia vertical del fondo del canal sobre el plano de referencia; d es la profundidad de la sección del flujo; θ es el ángulo de la pendiente del fondo; α es el coeficiente de energía; y V es la velocidad media del



flujo a través de la sección. Se supone que θ y α son constantes a lo largo del tramo del canal considerado.

La ecuación diferencial general para flujo gradualmente variado, es la siguiente:

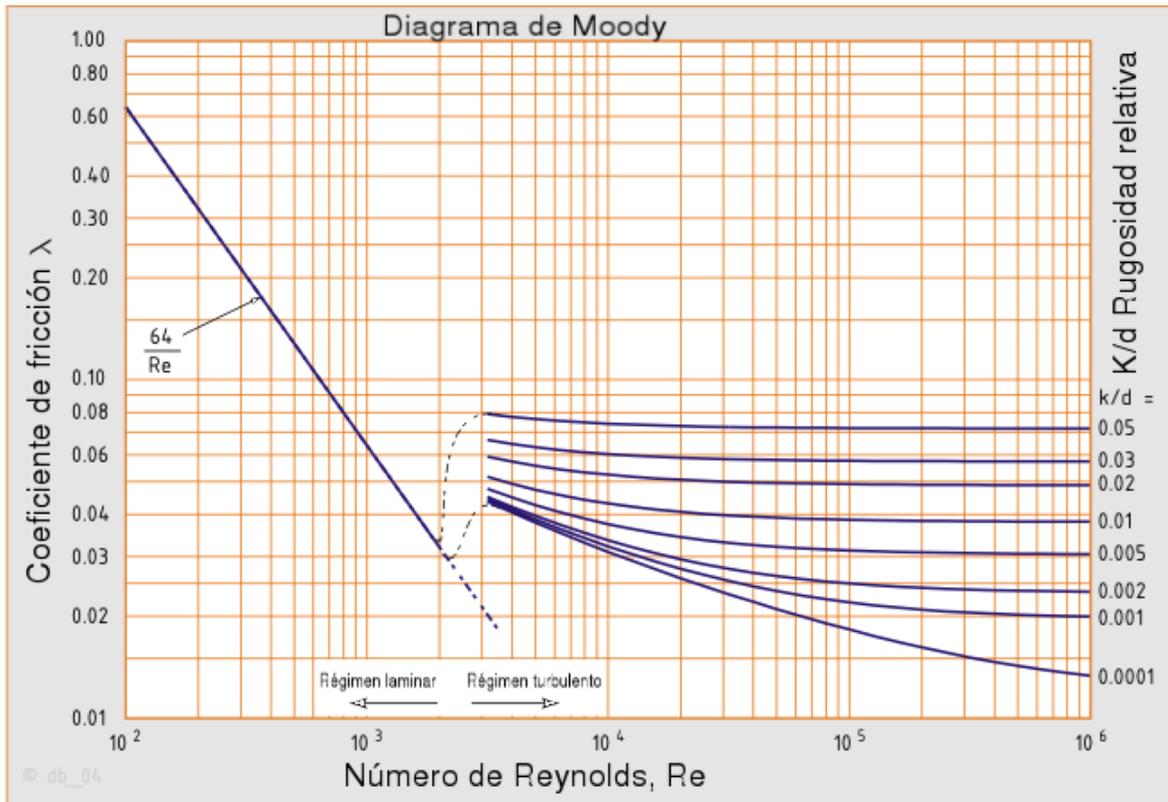
$$\frac{dd}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{\cos\theta + \alpha d(V^2/2g)/dd} \quad (5.11)$$

Referida como la ecuación dinámica de flujo gradualmente variado, la cual representa la pendiente de la superficie del agua con respecto al fondo del canal. La profundidad d se mide desde el fondo del canal, y el fondo del canal es tomado como el eje x . Así que la superficie del agua es paralela al fondo del canal cuando $dd/dx = 0$, se levanta cuando dd/dx es positiva, y baja cuando dd/dx negativa.

Tipos de régimen de flujo

El régimen de flujo está definido por la combinación del efecto de gravedad y del efecto de viscosidad. Existen cuatro regímenes de flujo en los canales abiertos (Chow, 1994). Éstos son:

- Laminar subcrítico: Cuando el Número de Froude es menor que la unidad, y el Número de Reynolds está en la zona laminar del diagrama de Moody.
- Laminar supercrítico: Cuando el Número de Froude es mayor que la unidad, y el Número de Reynolds está en la zona laminar del diagrama de Moody.
- Turbulento supercrítico: Cuando el Número de Froude es mayor que la unidad, y el Número de Reynolds está en la zona turbulenta del diagrama de Moody.
- Turbulento subcrítico: Cuando el Número de Froude es menor que la unidad, y el Número de Reynolds está en la zona turbulenta del diagrama de Moody.



Gráfica 5.1. Diagrama de Moody.

El diagrama muestra el factor de fricción en función del número de Reynolds, para una familia de curvas correspondientes a diferentes valores de rugosidad relativa.

Debido al amplio rango de valores encontrados, la gráfica es del tipo logarítmica en ambos ejes. Asimismo, comprende todos los posibles tipos de flujo que se puedan presentar, a través de diferentes zonas en el diagrama.

Actualmente la metodología más comúnmente usada para el diseño de canales en flujo subcrítico se basa en considerar la presencia de régimen uniforme turbulento.

Características geométricas de una sección prismática:

Antes de proponer la sección hidráulica del canal, se debe conocer el servicio que este tendrá. Si se usará para regar, es recomendable una sección trapecial, como cuneta una sección triangular, como puente canal una sección rectangular, como alcantarilla una sección herradura y como túnel una sección circular.

Para sección de canal regular y simple, los elementos geométricos pueden expresarse matemáticamente en términos de la profundidad de flujo y de otras dimensiones de la sección.

La forma más conocida y utilizada de la sección transversal de un canal de riego es la trapezoidal, como la que se muestra en la Figura 5.1

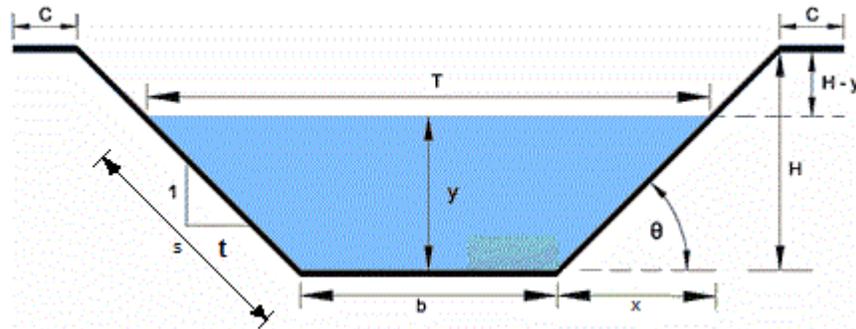


Figura 5.1. Elementos Geométricos de la sección transversal de un canal.

Donde

y ; tirante de agua, altura que el agua adquiere en la sección transversal

b ; base del canal o ancho de solera

T ; espejo de agua o superficie libre de agua

H ; profundidad total del canal

$B.L.$; $H - y =$ borde libre

C ; ancho de corona

θ ; ángulo de inclinación de las paredes laterales con la horizontal

t ; talud = 1, Horizontal: Vertical

$A = (b + Zy)y$, área hidráulica

$P = b + 2y\sqrt{1 + Z^2}$, perímetro mojado

$R_h = \frac{A}{P} = \frac{(b+Zy)y}{b+2y\sqrt{1+Z^2}}$, radio hidráulico

$\bar{y} = \frac{A}{T}$, tirante hidráulico o tirante medio

Es conveniente seleccionar un talud con estabilidad ligeramente superior a la del terreno natural (Sotelo Ávila, 2002), para que el canal resista el empuje del suelo



y sea estable tanto en estado húmedo como seco, por lo que es necesario conocer lo mejor posible las propiedades mecánicas del material, el tipo de revestimiento a utilizar y el proceso constructivo a implementar.

Tabla 5.1. Ángulo natural de reposo ϕ (en rad) recomendable en suelos cohesivos, según U.S. Bureau of Reclamation.

Suelo	Seco	Húmedo
Turba	$\pi/3$ a $\pi/2.5$ (60° a 75°)	$\pi/3$ a $\pi/2.5$ (60° a 75°)
Arcilla dura	$\pi/4.5$ a $\pi/3.6$ (40° a 50°)	$\pi/9$ a $\pi/7.2$ (20° a 25°) En estado no cohesivo
Limo arcilloso y limo arenoso	$\pi/4.5$ a $\pi/4$ (40° a 45°)	$\pi/9$ a $\pi/6.429$ (20° a 28°)
Limo arenoso	$\pi/7.2$ a $\pi/6$ (25° a 30°)	$\pi/12$ a $\pi/7.2$ (15° a 25°)
Arena	$\pi/6$ a $\pi/5.143$ (30° a 35°)	$\pi/12$ a $\pi/7.2$ (15° a 25°)

Los taludes 1.5:1 a 2.5:1 son prácticamente la norma para canales excavados en tierra en condiciones ordinarias, aunque puede disminuir en localizaciones en balcón de ladera si el material es resistente, para evitar excavación excesiva. En canales revestidos de concreto el talud típico se adopta entre 1.25:1 y 1.5:1. Sin embargo, en canales más pequeños hasta de $2 \text{ m}^3/\text{s}$ de capacidad, suele adoptarse el talud 1:1 (Sotelo Ávila, 2002).



5.1.1. Coeficiente n de Manning

La precisión en la selección del coeficiente n de Manning es de gran relevancia en el cálculo del gasto de diseño del canal. Al implementar un valor más grande como factor de resistencia al flujo (ecuación 5.1), tanto la velocidad como el gasto resulta mayor, por ende el coeficiente n es menor, por lo que cuando el valor del factor de resistencia (f) es pequeño, tanto la velocidad como el gasto resulta menor, por ende el coeficiente n es grande. Asimismo para su determinación se debe de contar con la mayor información disponible del canal en estudio.

Tabla 5.2a. Valores del coeficiente n en la ecuación de Manning. Canales recubiertos o revestidos (Chow, 1994).

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
Cemento:			
1. Superficie lisa.	0.010	0.011	0.013
2. En mortero.	0.011	0.013	0.015
Concreto:			
1. Acabado con llana metálica.	0.011	0.013	0.015
2. Acabado con llana de madera.	0.013	0.015	0.016
3. Acabado con grava en el fondo.	0.015	0.017	0.020
4. Sin acabado.	0.014	0.017	0.020
Fondo de concreto acabado con llana, bordos de:			
1. Piedra acomodada sobre mortero.	0.015	0.017	0.020
2. Mampostería de piedra mal acomodada sobre mortero.	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra pequeña, cementada y revocada.	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería d piedra pequeña cementada.	0.020	0.025	0.030
5. Mampostería seca de piedra pequeña.	0.020	0.030	0.035
Fondo de grava con taludes de:			
1. Concreto colado en moldes.	0.017	0.020	0.025
2. Piedra mal acomodada en mortero.	0.020	0.023	0.026
3. Mampostería seca de piedra pequeña.	0.023	0.033	0.036
Mampostería de piedra:			
1. Pequeña, cementada.	0.017	0.025	0.030
2. Pequeña, seca.	0.023	0.032	0.035
Suelo- cemento.	0.015	0.016	0.017



Tabla 5.2b. Valores del coeficiente n en la ecuación de Manning. Canales excavados o dragados en diferentes tipos de suelo (Chow, 1994).

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
Tierra, recto y uniforme:			
1. Limpio, recientemente terminado.	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de intemperizado.	0.018	0.022	0.025
3. Grava, sección uniforme y limpia.	0.022	0.025	0.030
4. Con poco pasto y poca hierba.	0.022	0.027	0.033
Excavado o dragado en línea recta:			
1. Sin vegetación.	0.025	0.028	0.033
2. Pocos arbustos en los bordos.	0.035	0.050	0.060
Cortado en roca:			
1. Liso y uniforme.	0.025	0.035	0.040
2. Con salientes agudas e irregulares.	0.035	0.040	0.050

Para el caso de canal con rugosidad compuesta se puede utilizar la siguiente expresión, Cowan; referenciado por Sotelo Ávila, 2002:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad (5.12)$$

Donde n_0 es el coeficiente base para un canal recto, uniforme y regular, con el material del sitio y libre de vegetación, obstrucciones, cambios de forma y alineación. El coeficiente n_1 considera el efecto de las irregularidades del canal, n_2 las variaciones en forma y tamaño de la sección, n_3 las obstrucciones del área hidráulica, n_4 la densidad, tipo de vegetación en márgenes y fondo, y las características del flujo, y m_5 es un factor de corrección por efecto de las sinuosidades o curvas que muestra el curso del río o canal. Los factores mencionados se estiman por la importancia de su efecto crítico y deben evaluarse de manera independiente.



Tabla 5.2c. Factores correctivos de n (Ec. 5.3), según el Soil Conservation Service, 1963.

Condiciones del cauce o canal	Valor del coeficiente
1. Características del canal:	n_0
a) En tierra.	0.02
b) Cortados en roca.	0.025
c) En grava fina.	0.024
d) En grava gruesa.	0.028
2. Grado de irregularidad:	n_1
a) Fronteras lisas. Lo mejor que se obtiene para los materiales que se utilizan.	0
b) Irregularidades menores. Por ejemplo, canal bien dragado o excavado, o ligeramente socavado en las orillas, o canales de drenaje.	0.005
3. Variaciones de la sección transversal en forma y tamaño:	n_2
a) Graduales.	0
b) Secciones grandes y pequeñas alternadas ocasionalmente. Se alternan secciones amplias y estrechas por cambio de forma o del ancho de la plantilla, causando desviación ocasional desde el cauce principal a ambos lados.	0.005
c) Secciones grandes y pequeñas alternadas frecuentemente o bien cambios de forma que causan desviación ocasional desde el cauce principal a ambos lados.	0.01 a 0.015
4. Obstrucciones al área hidráulica debidas a grandes rocas troncos, depósitos de desperdicios o de rocas (conviene hacer mediciones directas en tramos representativos):	n_3
a) Sin obstrucción.	0
b) Menores	0.01 a 0.015
c) Apreciables	0.02 a 0.03
d) Severas	0.04 a 0.06
5. Cantidad y tipo de vegetación (conviene hacer mediciones directas):	n_4
a) Poca densidad. Márgenes cubiertas de pasto o hierbas. Tirante 2 a 3 veces mayor la altura de la vegetación.	0.005 a 0.1
6. Grado de sinuosidad. Se define como el cociente s de la distancia entre dos puntos siguiendo el eje del cauce y la distancia en la línea recta entre los mismos puntos. Puede ser:	m_5
a) Menor, si $s < 1.2$;	1.00
b) Apreciable, si $1.2 \leq s < 1.5$;	1.15
c) Severo, si $s \geq 1.5$	1.30

El valor básico de n_0 puede tomarse de la tabla 5.2a y en canales naturales se complementa con los valores dados en la tabla 5.2c, sugeridos por el SCS. Los factores restantes se estiman de la misma tabla 5.2c.

Para obtener la n equivalente en la sección transversal, existe la ecuación de Horton y Einstein (Sotelo Ávila, 2002).

$$n_e = \left[\frac{\sum P_i n_i^{3/2}}{P} \right]^{2/3} \quad (5.13)$$

5.2. Obras de control en canales de riego

Las estructuras de control que se contemplan en el diseño integral de un distrito de riego, son las estructuras de protección, distribución y cruce (UAS, 2011).

5.2.1. Estructuras de protección

Las estructuras de protección son colocadas en los sistemas de canales, para evitar problemas ocasionados por altas velocidades, desbordamiento de la sección por aumento de tirante, etc. Las principales estructuras para estos problemas son las rápidas y caídas.

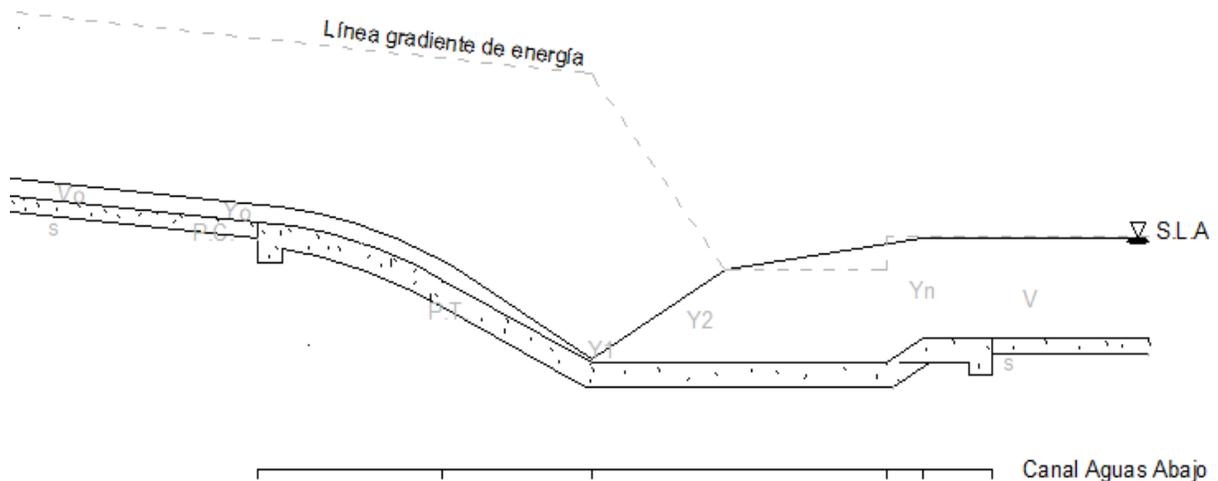


Figura 5.2. Representación de una rápida en un canal.



Las rápidas son usadas para conducir agua desde una elevación mayor a una más baja. La estructura puede incluir:

- Una transición de entrada
- Un tramo inclinado
- Un dissipador de energía
- Una transición de salida

Procedimiento de diseño:

- 1- Contando con los datos del perfil del terreno y la rasante del canal, se proyectan las partes de la rápida en función de las características del suelo (estudios de geotecnia y geológicos).
- 2- Calcular la pendiente con el perfil de la rápida y obtener las respectivas elevaciones.
- 3- Calcular el flujo crítico al inicio de la rápida.
- 4- Calcular los tirantes en la rápida, utilizando algún método de cálculo de perfiles, como el método del paso directo.
- 5- Calcular el bordo libre de la rápida, con la siguiente ecuación;

$$B.L. = 0.61 + 0.0371 V \sqrt[3]{y} \quad (5.14)$$

Donde V es la velocidad de la rápida y y es el tirante de la rápida.

Las caídas son estructuras para unir desniveles menores o iguales a 2 m. Se calculan con el mismo procedimiento que se utiliza para el cálculo de la rápida.

Aguas arriba de una rápida o caída se origina la transición de flujo subcrítico a flujo supercrítico y aguas abajo de flujo supercrítico a flujo subcrítico, esto propicia que las características hidráulicas del canal cambien, lo cual no permite que se presente régimen uniforme sino hasta la distancia donde se disipan las fuerzas de inercia y presión tanto aguas arriba, como aguas abajo de la estructura de protección.

5.2.2. Estructuras de distribución

Las estructuras de distribución proporcionan la suficiente carga hidráulica para cumplir con los niveles de operación del canal de riego, con ello se controla y regula el caudal hacia aguas abajo de dichas estructuras, asimismo proporcionan



seguridad antes de colocar una estructura de cruce (sifón, puente canal, alcantarilla).

La represa es una estructura que obstruye la sección transversal del canal de riego, constituido principalmente por compuertas que generan un remanso, el cual debe alcanzar el nivel de operación necesario para la distribución del agua. Esta debe colocarse en zonas donde el nivel de operación no alcance a regar, así se podrá regar una determinada zona de riego.

Para el diseño hidráulico de la represa se considera una velocidad máxima de 1.5 m/s.

La distancia entre una represa y otra, se calcula mediante las siguientes ecuaciones (UAS, 2011):

En cualquier tipo de canal (Ec. General);

$$L_{m\acute{a}xima} = [Y_n - (0.25Y_n + h_f) - 0.40Y_n]/S \quad (5.15a)$$

En un canal principal;

$$L_{m\acute{a}xima} = [Y_n - (0.25Y_n + h_f) - 0.50]/S \quad (5.15b)$$

En una red de distribución;

$$L_{m\acute{a}xima} = [Y_n - (0.25Y_n + h_f) - 0.20]/S \quad (5.15c)$$

Donde Y_n es el tirante normal, h_f es la pérdida por fricción (Ec.5.9) y S es la pendiente del fondo del canal.

El diseño de una represa consiste en obtener las dimensiones del área transversal donde se colocara dicha represa, número y tamaño de las compuertas y las longitudes de transición tanto aguas arriba como aguas abajo de ella.

La longitud de transición se calcula (UAS, 2011);

$$L_T = \left(\frac{B-b}{2}\right) \cot 22^\circ 30' \quad (5.16a)$$

Donde B es el ancho de la superficie libre del agua (S.L.A.) del canal aguas arriba de la colocación de la represa, considerando el ancho de las compuertas y de las pilas a utilizar; b es el ancho de la S.L.A. del canal aguas arriba de la colocación de la represa.



$$B = b_1 + 2 t Y_n \quad (5.16b)$$

$$b = b_0 + 2 t Y_n \quad (5.16c)$$

Donde b_1 es el ancho de las compuertas, más el de las pilas a considerar en el diseño; b_0 es el ancho del canal aguas arriba de la colocación de la represa y t es el talud del canal de riego.

Vertedores

Los vertedores se clasifican de acuerdo a su sección transversal, por sus contracciones (con contracciones y sin contracciones), por su espesor de la pared (pared delgada, intermedia y gruesa).

La ecuación más general para el cálculo del caudal descargando por un vertedor de cresta delgada y forma cualquiera es (Henderson, 1966):

$$Q = \sqrt{2g\mu} \int_0^h \left[x \sqrt{h - y + \frac{V_0^2}{2g}} \right] dy \quad (5.17a)$$

La integración de la ecuación anterior, aplicada a la geometría particular de un vertedor rectangular resulta:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g\mu} b h^{3/2} \quad (5.17b)$$

Donde Q es el gasto, μ es el coeficiente de gasto, b es el ancho de la cresta del vertedor y h es la carga hidráulica

El coeficiente de gasto se puede obtener por las siguientes ecuaciones (Henderson, 1966):

Ecuación de Hamilton – Smith;

$$\mu = 0.616 \left[1 - \frac{b}{10b} \right] \quad (5.17c)$$

Ecuación de Rehbock;

$$\mu = 0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h+0.0011}{w} \right) \left(1 + \frac{0.0011}{h} \right)^{3/2} \quad (5.17d)$$

Donde w es la altura del vertedor.



Aguas arriba de un vertedor o de una represa, se produce un remanso y aguas abajo un flujo ya sea de transición o bruscamente variado, lo cual depende de la dimensión de apertura de la compuerta y del tipo de vertedor respectivamente. Esto indica que no se presenta un régimen uniforme, sino hasta la longitud de transición donde se disipan las fuerzas de inercia y presión tanto aguas arriba como aguas abajo de la estructura de distribución.

5.2.3. Estructuras de cruce

Las estructuras de cruce se necesitan construir, cuando se tienen obstáculos en el desarrollo de un canal, como un arroyo, río, camino, depresión, elevación. Las principales estructuras son el sifón, puente canal y alcantarilla.

Sifones

Cuando el nivel de la S.L.A es mayor que la rasante del obstáculo, se puede construir un sifón. Se recomienda cuando el obstáculo a cruzar es grande y se transportara un gasto considerable. El sifón de rama invertida se puede proyectar, ya sea por arriba o por debajo del terreno natural.

Aguas arriba del sifón se coloca una compuerta de emergencias, usada para cerrar el conducto cuando se procure dar mantenimiento o reparación a la estructura.

El diseño del sifón se realiza en base a la ecuación de la energía (Ec. 5.6).

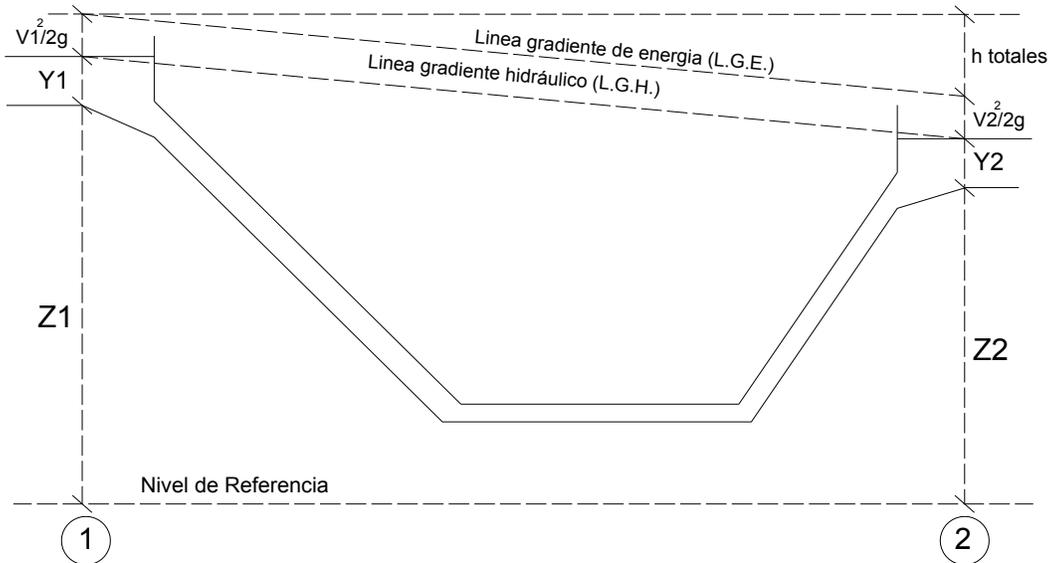


Figura 5.3. Interpretación de la ecuación de la energía en el Sifón.

Especificaciones hidráulicas para diseño de sifones (SRH, 1976):

- ❖ La velocidad recomendada es de $2 \text{ m/s} \leq v \leq 3 \text{ m/s}$.
- ❖ En la sección rectangular debe haber una relación $\frac{H}{B} = 1.25$, donde H es la altura de la sección y B es el ancho. Para obtener el área neta del sifón, al área calculada de la sección transversal se le debe restar el área de los carteles, que miden 0.10 m de alto y ancho.
- ❖ Para sección circular el diámetro mínimo es de 80 cm.
- ❖ La longitud de transición se calcula (Ec.5.16a);

$$L_T = \left(\frac{B - b}{2} \right) \cot 22^\circ 30'$$

- ❖ El ahogamiento aguas arriba y aguas abajo del sifón debe ser del 10% de la altura a la entrada del conducto (altura tomada verticalmente), ya que debe trabajar a presión. En caso de que no se cumpla, debe modificarse el ángulo de deflexión del tramo de transición.
- ❖ El remanso aguas arriba de la estructura no debe ser mayor de 20 cm (evitar que sea mayor que el bordo libre).
- ❖ Las pérdidas de energía se calculan de aguas abajo a aguas arriba, ya que se presenta un flujo subcrítico.



Las pérdidas por transición y entrada (h_{TS-E}), se obtienen por medio de la siguiente ecuación (SRH, 1976);

$$h_{TS-E} = 0.2 \left(\frac{V_{aguas\ arriba}^2}{2g} - \frac{V_{aguas\ abajo}^2}{2g} \right) \quad (5.18a)$$

Pérdidas por salida (h_S);

$$h_S = 0.4 \left(\frac{V_{aguas\ arriba}^2}{2g} - \frac{V_{aguas\ abajo}^2}{2g} \right) \quad (5.18b)$$

Pérdida por codos (h_c);

$$h_c = K_c \sqrt{\frac{\Delta^\circ}{90^\circ}} \frac{V^2}{2g} \quad (5.18c)$$

Donde K_c es el coeficiente por codos.

- ❖ El relleno del sifón cuando cruza un canal, río o un camino es de 1.5 m por arriba del conducto inferior.

De manera que para el diseño del sifón debe contarse con:

1. La Sección del obstáculo a cruzar (arroyo, río, camino) con el propósito de proyectar el sifón (conducto y sus ramas). Además debe tenerse el nivel de la S.L.A. de la avenida máxima, características geológicas y de mecánica de suelos.
2. Las elevaciones del canal aguas arriba y aguas abajo y sus características hidráulicas (Q , V , y , R_h , A , P , S , $B.L$, T). Esto es necesario para calcular las pérdidas de energía.

Puente Canal

Cuando el nivel de la S.L.A es mayor que la rasante del obstáculo, se puede construir un puente canal. A diferencia del sifón se recomienda cuando el canal y el obstáculo a cruzar son pequeños y cuando se pretenda tener menos pérdidas, ya que no se tienen pérdidas de carga considerables.

La estructura del puente canal está conformada de dos elementos principales:

1. Superestructura

La superestructura consta de compuerta de emergencia, transición de entrada, cubeta y transición de salida.

2. Subestructura

La subestructura consta de los estribos y pilas.

El diseño del puente canal se realiza en base a la ecuación de la energía (Ec. 5.6);

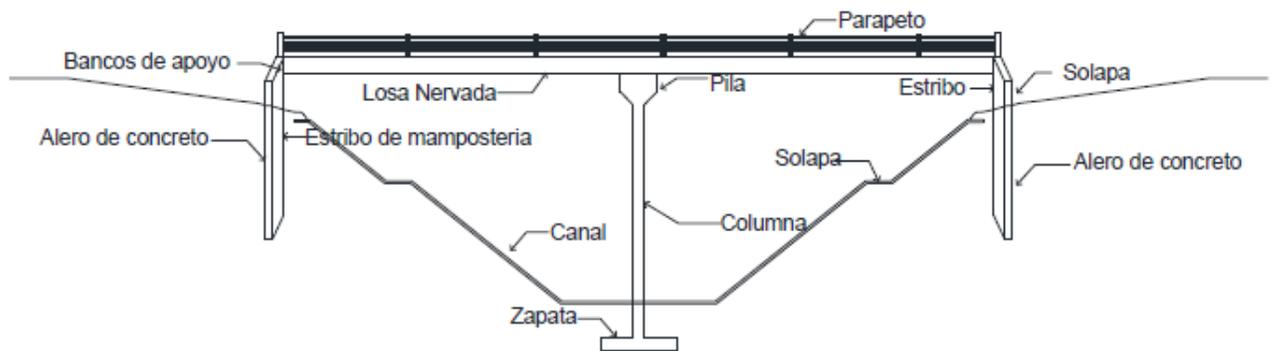


Figura 5.4. Representación típica de un puente canal.

Especificaciones hidráulicas para diseño del puente canal (SRH, 1971):

- ❖ La velocidad recomendada es de $1 \text{ m/s} \leq v \leq 2.5 \text{ m/s}$.
- ❖ En la sección que se propone al inicio, corresponde a la sección crítica.
- ❖ Verificar que el remanso a la entrada del conducto sea $\leq 20 \%$ del Bordo Libre (*B.L.*), si esto no se cumple, la sección de la cubeta deberá ampliarse a efecto de disminuir el remanso.
- ❖ Las pérdidas de energía se calculan de aguas abajo a aguas arriba, ya que se presenta un flujo subcrítico.



Las pérdidas por transición (h_{TS}), se obtienen por medio de la siguiente ecuación;

$$h_{TS} = 0.2 \left(\frac{V_{aguas\ arriba}^2}{2g} - \frac{V_{aguas\ abajo}^2}{2g} \right) \quad (5.19a)$$

Perdidas por fricción, que se presentan en la cubeta;

$$h_f = \left[\frac{V_m n}{Rh_m^{2/3}} \right]^2 L \quad (5.19b)$$

Donde

$$V_m = \frac{Q}{A_m}$$

$$Rh_m = \frac{A_m}{P_m}$$

$$A_m = \frac{A_{salida\ de\ la\ cubeta} + A_{entrada\ de\ la\ cubeta}}{2}$$

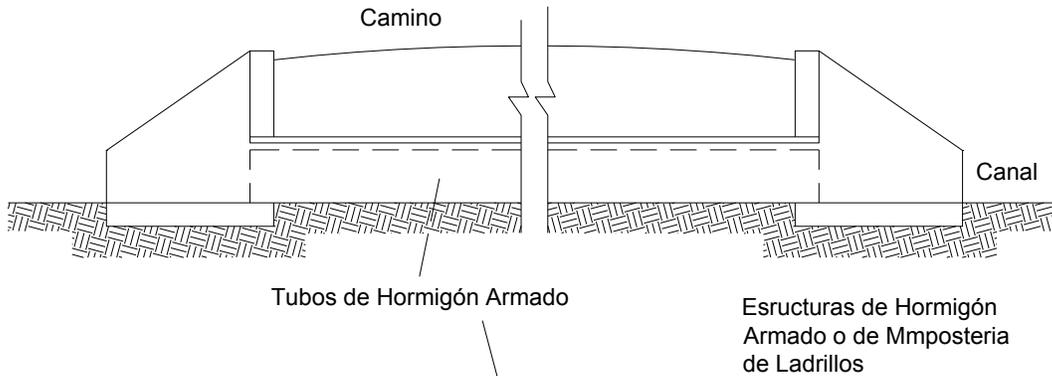
$$P_m = \frac{P_{salida\ de\ la\ cubeta} + P_{entrada\ de\ la\ cubeta}}{2}$$

Alcantarilla

Cuando el nivel de la S.L.A es menor que la rasante del obstáculo, se puede construir una alcantarilla, la cual es una estructura utilizada para cruzar una vía de comunicación (carretera, ferrocarril).

Cuando es un canal que va a atravesar un camino se diseña para que trabaje a presión, al igual que un sifón. Por lo que su diseño es similar a un sifón.

Corte Longitudinal



Vista Frontal

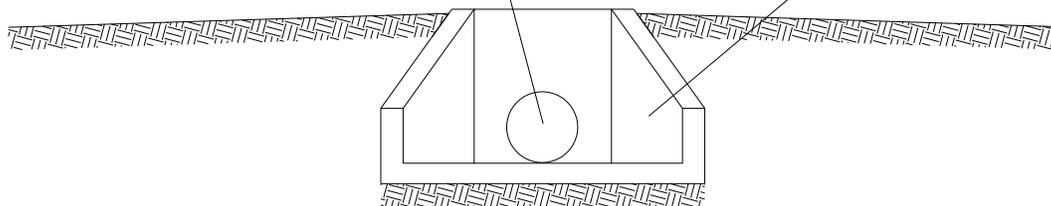


Figura 5.5. Corte longitudinal y frontal de una alcantarilla.

Especificaciones hidráulicas para diseño de alcantarilla (SRH, 1971):

- ❖ La velocidad recomendada es de $2 \text{ m/s} \leq v \leq 3 \text{ m/s}$.
- ❖ En la sección rectangular debe haber una relación $\frac{H}{B} = 1.25$, donde H es la altura de la sección y B es el ancho. Las dimensiones mínimas son: $H = 1 \text{ m}$ y $B = 0.8 \text{ m}$
- ❖ Para sección circular el diámetro mínimo es de 30".
- ❖ La longitud de transición se calcula (Ec. 5.16a);

$$L_T = \left(\frac{B - b}{2} \right) \cot 22^\circ 30'$$

- ❖ Las pérdidas de energía se calculan de aguas abajo a aguas arriba, ya que se presenta un flujo subcrítico.



Las pérdidas por transición y entrada (Ec. 5.18a), se obtienen por medio de la siguiente ecuación;

$$h_{TS-E} = 0.2 \left(\frac{V_{aguas\ arriba}^2}{2g} - \frac{V_{aguas\ abajo}^2}{2g} \right)$$

Perdidas por salida (Ec. 5.18b);

$$h_S = 0.4 \left(\frac{V_{aguas\ arriba}^2}{2g} - \frac{V_{aguas\ abajo}^2}{2g} \right)$$

Perdida por codos (Ec. 5.18c);

$$h_c = K_c \sqrt{\frac{\Delta^\circ}{90^\circ} \frac{V^2}{2g}}$$

Donde $K_c = 0.25$ es el coeficiente por codos.

- ❖ El relleno de la alcantarilla cuando cruza una carretera es de 1.5 m y de 0.90 cuando cruza una vía férrea por arriba del conducto.

Aguas arriba del sifón, alcantarilla y puente canal, se produce un remanso en la zona de transición de entrada y aguas abajo se acumulan las pérdidas por fricción, por lo que el tirante de salida varía. La velocidad del flujo a circular por dichas estructuras se propone, con la intención de propiciar el flujo subcrítico. Esto indica que no se presenta un régimen uniforme, sino hasta la longitud de transición donde las fuerzas de inercia y presión se disipan en su totalidad tanto aguas arriba como aguas abajo de la estructura de cruce.

5.3. Flujo transitorio: Hidráulica de la operación.

En la hidráulica de la operación de canales se presentan incrementos o decrementos temporales de caudal y niveles e incluso, por efectos de maniobras en las estructuras de control o por aportaciones no controladas, se llegan a observar alternancias entre los flujos subcrítico, crítico y supercrítico. Esta variación temporal genera regímenes de flujo transitorios gradual y rápidamente variados. El flujo subcrítico se presenta en las zonas de remansos aguas arriba de las estructuras



transversales a la sección de los canales como las represas y los vertedores. Mientras que los flujos críticos y supercrítico, se presentan localmente en los cambios bruscos de la geometría o en la vecindad de las estructuras de control. Para el análisis de la hidráulica de la operación se requiere entonces hacer intervenir, además de las fuerzas gravitacionales y de fricción, a las fuerzas de inercia y de presión asumiendo que éstas son variables en el tiempo y en el espacio.

En los canales de riego el flujo transitorio se presenta, ya que existe continuamente tránsito de ondas de avance del agua, producto de la operación de las estructuras de control. Este flujo se caracteriza por que el tirante del agua varía en el tiempo y en la distancia, asimismo participan fuerzas de inercia, presión, fricción y gravedad. Precisamente los elementos de protección, como el bordo libre y las estructuras de desfogue, deben absorber y atenuar los efectos adversos que puede ocurrir por efecto de fenómenos transitorios dentro del canal, condición que debe y puede ser revisada, con suficiente precisión en la práctica ingenieril, con el apoyo de modelos matemáticos basados en las ecuaciones de Saint-Venant.

5.3.1. Régimen transitorio gradualmente variado

El régimen transitorio gradualmente variado es comúnmente generado por la operación de compuertas. Se produce cuando la operación de las estructura de control es lenta, en el la curvatura del perfil de la onda de avance de flujo es suave y la variación del tirante con el tiempo es gradual (Chow, 1994). Las ecuaciones Saint-Venant se basan en el principio de conservación de masa y de cantidad de movimiento, para un flujo unidimensional a superficie libre se expresa:

$$\text{Continuidad: } \frac{\partial Q}{\partial x} + T \frac{\partial z}{\partial t} = q \quad (5.20)$$

$$\text{Dinámica: } \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q/(xT))}{\partial x} + gA \frac{\partial z}{\partial x} = -gAS_f + kq \quad (5.21)$$

Donde x es la distancia horizontal, t es el tiempo, Q es el caudal, T es el ancho del espejo libre del agua, Z es la cota de la superficie libre del agua, q es el aporte o extracción lateral unitaria, A es el área hidráulica de la sección transversal, S_f es la pendiente de la línea de energía, g es la aceleración gravitacional y k es u coeficiente (adimensional) que toma el valor de cero si $q > 0$ y uno si $q < 0$.



El modelo de Saint – Venant puede usarse para representar la dinámica del flujo en los canales de riego, por que contempla los regímenes de flujo permanentes y transitorios predominantes. Este modelo valora el efecto del remanso hacia aguas arriba, producto de la presencia y maniobra de las obras de control.

5.4. Programa Simulation of Irrigation Canals “SIC^2”

El software Simulation of Irrigation Canals “SIC^2” (Simulación de canales de riego) es uno de los últimos modelos hidráulicos desarrollados por Cemagref (IMTA, 1997), el cual tiene como función la simulación del comportamiento hidráulico de canales de riego y ríos, donde se puede representar su control manual o automático. Los primeros desarrollos en modelización numérica hidráulica comenzaron en Cemagref en la década de 1970, una gran cantidad de versiones mejoradas y actualizadas se han hecho desde este período.

Este nos permite realizar la modelación matemática de la hidráulica de la operación de un canal de riego, el cual calcula niveles del agua en todos los lugares de interés, ya sea para un determinado conjunto de datos de flujo (simulación de flujo permanente), o mediante el encauzamiento de hidrogramas a través del sistema (simulación de flujo transitorio). Es fácil de usar ya que contiene menús, ayuda en línea, editor gráfico, etc.

En este trabajo se manejó la versión 5.30a, 2014, la cual tiene las siguientes características generales:

Aplicación específica en: Riego, ríos, gestión del agua y control automático de canales abiertos.

Hardware: Micro-ordenador

Sistema operativo: Windows 98 o superior (NT, 2000, XP, Vista, 7)

Memoria: 2 GB como mínimo, 4 GB más - Disco duro: 400 MB como mínimo

Distribución: 1 llave USB o CD ROM o en la web descarga

Plotter: Sí (AutoCad formato para algunos productos en los cálculos de flujo estacionario para la versión 4)



Paso de tiempo: De 0.01 a 999.99 minutos (valor predeterminado: 10 minutos)

Idioma: Inglés, francés (y español para las interfaces, pero no para la documentación)

Documentación:

- Principalmente archivos CHM (HTML compilado) y algunos archivos HLP
- Archivos PDF de Adobe para las ecuaciones de la guía teórica

La simulación de flujos en el modelo se basa en los cálculos hidráulicos unidimensionales en estado permanente y transitorio. Los conceptos teóricos en que se basa el modelo, toma en cuenta la topografía del propio cálculo hidráulico.

El procedimiento básico computacional del SIC² para flujo permanente se basa en la solución de la ecuación de energía unidimensional. La ecuación de cantidad de movimiento se puede utilizar en situaciones en las que el perfil de la superficie del agua es rápidamente variado, estas situaciones incluyen saltos hidráulicos, hidráulica de los puentes y los perfiles de evaluación en las confluencias de canales.

Para flujo permanente, el canal se divide en áreas uniformes, en tramos, por lo que el problema se reduce a calcular la línea de la superficie libre del agua (S.L.A) en un tramo de canal con flujo constante.

Se consideran los supuestos clásicos de los canales hidráulicos unidimensionales (Subcapítulo 5.1. Flujo permanente: Diseño en régimen uniforme). La dirección del flujo es suficientemente recta, para que la S.L.A se considere en una sección horizontal. Asimismo la velocidad transversal y la distribución de las presiones hidrostáticas son despreciables. Las fuerzas de fricción se obtiene con la ecuación de Manning-Strickler, donde así estudiamos un flujo constante unidimensional y considerando sólo un caudal (Baume, et al., 2013).

La ecuación para obtener la línea de la S.L.A. en un tramo, se puede escribir como:

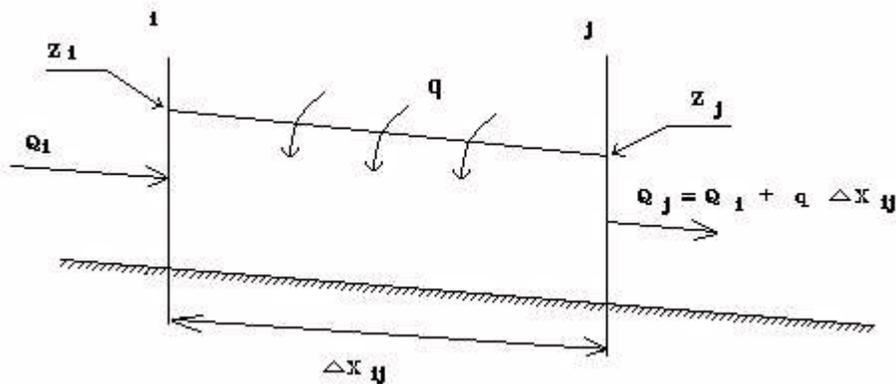
$$- Sf + (k - 1)$$

Donde $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, n : Coeficiente de Manning, R : Radio hidráulico A : Área de la sección transversal (m^2), H : carga total, q : flujo lateral (entrada: $k = 0$; Salida: $k = 1$), S_f : pérdidas de carga, Q : Caudal (m^3/s).



Para resolver esta ecuación, tenemos que saber la condición de la carga de velocidad de aguas arriba y una condición para iterar hasta obtener el dato aguas abajo.

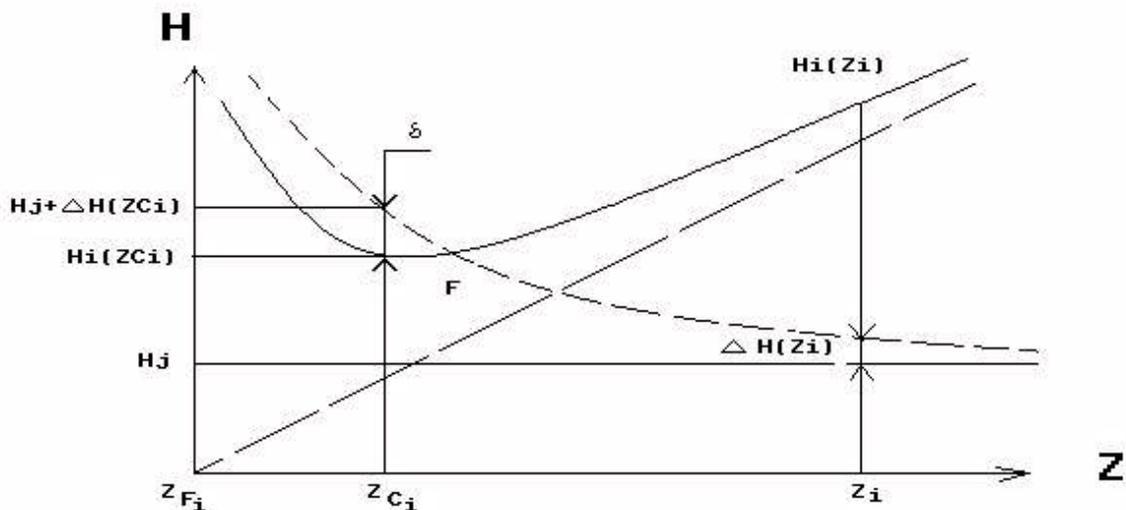
Además, hay que conocer el flujo lateral y el coeficiente de rugosidad hidráulica a lo largo del canal. Esta ecuación no tiene una solución analítica, en el caso general se discretiza para una solución numérica.



Se Integra la ecuación $f(Z_j^i, Z_{j+1}^i, Q_j^i) = 0$; ecuación de la curva de remanso, entre las secciones i) y j):

$$H_j - H_i - (k-1) q (+) + Dx_{ij} = 0$$

La ecuación se puede poner en la forma: $H_i(Z_i) = H_j + DH(Z_i)$, donde la línea de la S.L.A. se calcula de forma sobreestima.





Si existe una solución, por lo que numéricamente se resuelve una ecuación de la forma $f(z) = 0$.

Para el flujo transitorio, SIC resuelve la dinámica del flujo con la ecuación de Saint-Venant, utilizando un método implícito de diferencias finitas. La forma unidimensional no permanente aplicable a flujos a S.L.A. de las ecuaciones de Saint – Venant, derivadas del análisis de la conservación de la energía y cantidad de movimiento, se expresa en las ecs. 5.20 y 5.21.

El método de diferencias finitas consiste en una aproximación de las derivadas parciales por expresiones algebraicas con los valores de la variable dependiente en un limitado número de puntos seleccionados. Como resultado de la aproximación, la ecuación diferencial parcial es reemplazada por un número finito de ecuaciones algebraicas, en términos de los valores de la variable dependiente en puntos seleccionados.

Los valores de los puntos seleccionados se convierten en las incógnitas y el sistema de ecuaciones algebraicas debe ser resuelto y puede involucrar un gran número de operaciones aritméticas. En dicho método existen dos grupos; diferencias finitas explícitas y diferencias finitas implícitas.

Protección: Dongle electrónico sólo para la unidad topográfica (Actikey dongle en el puerto paralelo o puerto USB).

Lenguaje de programación: FORTRAN 90 y 2003 para el cálculo, Windev para interfaces.

Unidades: unidades del Sistema Internacional. Algunas extensiones con otras unidades (Imperial, Australia).

Descripción de las funciones del modelo

La versión 5 del software SIC, hace hincapié que el control automático es un componente importante de este programa, y que no sólo a los canales de riego se refiere, sino también a los ríos, los sistemas de alcantarillado, etc. Los principales objetivos de la modelo son:



- 1) Proporcionar una herramienta de investigación para tener un conocimiento en profundidad del comportamiento hidráulico de los canales principales y secundarios de una red abierta de la superficie de riego, o de los ríos.
- 2) Identificar, a través del modelo, prácticas operativas adecuadas a la regulación de las estructuras con el fin de mejorar el actual canal o las operaciones fluviales.
- 3) Para evaluar la influencia de posibles modificaciones a algunos parámetros de diseño con el fin de mejorar y mantener la capacidad del canal o río para satisfacer la descarga y objetivos de elevación de agua.
- 4) Para probar los procedimientos operativos automáticos y evaluar su eficiencia (Tales procedimientos tendrán que ser seleccionado entre los algoritmos existentes o escrito por los usuarios del modelo avanzadas en Fortran, Scilab, WDLanguage o lenguaje MatLab).

De flujo permanente y cálculos de flujo transitorio se pueden realizar en cualquier tipo de redes hidráulicas (lineal, ramificado o bucle). Cualquier tramo puede estar compuesto de un menor, un medio y un ancho de plantilla mayor. Las agrupaciones de almacenamiento de agua también pueden ser modeladas. Sólo los flujos subcrítico se pueden modelar en flujo transitorio, excepto en dispositivos transversales (compuertas, represas). Una opción de modelación simplificada permite los flujos supercríticos locales en tramos, pero deben usarse con cuidado.

Los flujos supercríticos pueden generar resultados a flujo permanente, sin embargo en este caso la curva de remanso precisa este flujo y no se calcula de forma exacta. Para un cálculo más preciso de los flujos supercríticos y saltos hidráulicos, considerando flujo permanente y una geometría simple, puedes apoyarte usando otro software de IRSTEA, anteriormente Cemagref.

El modelo se basa en tres principales programas informáticos (Talweg, FLUVIA y SIRENE) que, respectivamente llevan a cabo la topografía y la generación de la geometría, el cálculo de flujo constante y el cálculo de flujo inestable. Este se divide en tres unidades principales que se pueden ejecutar de forma independiente o en secuencia.

La Unidad I se utiliza para crear los archivos de la topografía y la geometría que se utilizarán además por los programas computacionales de la Unidad II y III. Asimismo



permite introducir y comprobar los datos obtenidos a partir de un levantamiento topográfico del canal o de los documentos de diseño.

La Unidad II se utiliza para llevar a cabo cálculos de flujo permanente. Permite analizar el perfil de las aguas de cualquier combinación de las descargas o los ajustes en extracciones y estructuras transversales. Además permite también calcular los ajustes necesarios en extracciones y estructuras transversales ajustables para satisfacer un plan de distribución dada la profundidad y el mantenimiento de la oferta total, se dirige aguas arriba de las estructuras transversales.

La Unidad III se utiliza para llevar a cabo cálculos de flujo inestable. Permite probar varios planes de distribución de extracciones y operaciones principales de esclusas y estructuras transversales (manual o automático). A partir de un régimen de flujo estacionario inicial, será posible seleccionar la mejor manera de lograr un nuevo plan de distribución entre varias opciones. La eficiencia de las operaciones puede ser evaluada a través de varios indicadores calculados a extracciones.

En resumen se requiere de la siguiente información, para alimentar el modelo SIC²:

- Datos geométricos; Topología del Canal (características de las secciones transversales, estructuras de control, obras de toma, cambios de sección, puentes, vertedores, caídas, túneles y sifones)
- Datos del flujo permanente (definición y alcance)
- Datos del flujo transitorio (definición y alcance)

Los datos geométricos son necesarios para cualquier tipo de análisis realizado en SIC. Los otros tipos de datos solo son necesarios si se va a realizar un análisis específico (es decir, los datos del flujo estacionario están obligados para generar un cálculo del perfil en flujo constante). La versión SIC 5.30a puede llevar a cabo cualquiera de los cálculos de flujo permanente o transitorio.

El modelo es una herramienta eficaz que permite administradores del canal, ingenieros e investigadores para simular rápidamente un gran número de condiciones hidráulicas a nivel de diseño o de gestión. El software es controlado por menú para facilitar su uso, Ayuda en Línea; está disponible en cualquier momento.



5.5. Centros de investigación y despachos de ingeniería que han utilizado el simulador SIC²

Principalmente lo utilizan los centros de investigación especializados en la hidráulica de canales, ya que estos son los encargados de diseñar y proponer nuevas tecnologías para un buen funcionamiento. El programa ha sido aplicado en una gran variedad de proyectos lo cual ha permitido su prueba y validación en distintas condiciones de flujo. Entre los centros de investigación y despachos de ingeniería que han utilizado el simulador SIC² destacan: la Sociedad del Canal de Provence, SOGREAH, Compañía de desarrollo de las colinas de Gascoña, BRL en Francia, el proyecto central de Arizona, el proyecto del río Salado en Arizona, la Universidad de Colorado, la Universidad de California Berkley en Estados Unidos de America, así como otros centros de investigación y proyecto de riego en China, España, Italia, Portugal, Tunes, Sri Lantka, Mali, Senegal, Bélgica, Indonesia, Pakistán y México.

En México el modelo de simulación SIC² se ha usado para estudiar el funcionamiento de los canales principales de los Distritos de Riego 085, La Begoña, 011 Alto Lerma, 041 Río Yaqui, Canal Principal Margen Derecha, Canal Alto Lerma y Canal Alto respectivamente; y de manera particular se ha usado, en dos ocasiones anteriores, para estudiar el comportamiento hidráulico del Canal Principal Humaya por parte del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

6. ZONA DE ESTUDIO: CANAL PRINCIPAL HUMUYA.

Este análisis se ejemplificará con el diseño del Canal Principal Humaya, Distrito de Riego 010 Culiacán Humaya, localizado en el estado de Sinaloa. Comenzando desde la Presa Derivadora Andrew Weiss (cadenamiento 0+000) hasta el dique Aeropuerto (cadenamiento 156+920). Campañas de levantamiento topográfico y de aforos realizadas en dicho canal proporcionaron la información necesaria, para realizar la modelación en el software SIC².

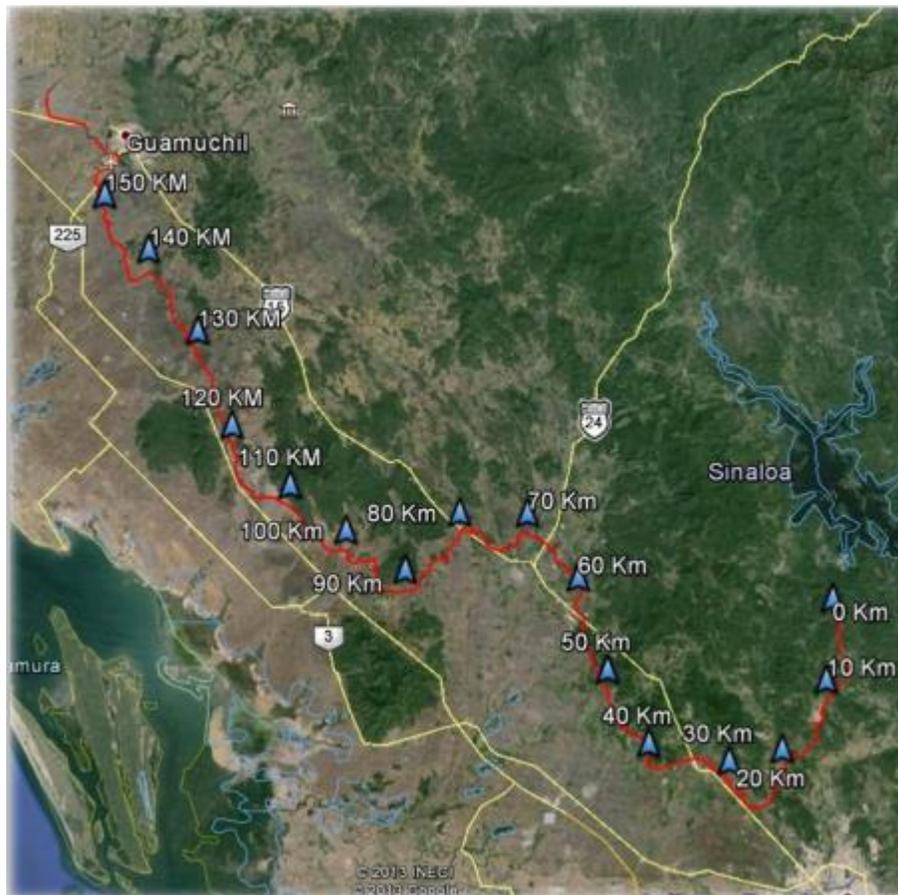


Ilustración 6.1. Localización del Canal Principal Humaya.

El Canal Principal Humaya forma parte del Sistema Hidráulico Agrícola de los ríos San Lorenzo, Culiacán y Mocorito. El canal es abastecido principalmente por la presa Adolfo López Mateos.

Longitud del canal en estudio: 156.920 km.



Tabla 6.1. Número de estructuras calibradas en el SIC^2.

Estructuras	Cantidad
Represas	24
Sifones	16
Diques	11
Tomas Laterales	33
Total	84

Tabla 6.2. Listado de Estructuras sin tomas laterales.

Estructura	Cadenamiento
Sifón Guasimas	5+114
Túnel "Tecorito"	7+923
Sifón 12+120	11+981
Dique 1	13+240
Dique 2	14+388
Sifón Arroyo Grande	15+500
Represa 23	23+460
Represa 29	29+200
Sifón 34	34+300
Dique Batamote	35+700
Dique Arroyo Prieto	37+120
Represa 37+320	38+287
Represa 40+900	41+863
Dique Agua fría	42+255
Dique Hilda	43+539
Represa y Sifón 46+179	47+630
Represa 48+860	50+300
Dique Mariquita	52+300
Represa 55+964	60+890
Sifón 55+964	61+100
Sifón 58+155	63+275
Represa 63+160	68+285
Sifón 63+361	68+484
Represa 68+715	73+200
Represa y sifón 74+220	79+383
Represa 77+720	82+816
Sifón 79+335	84+465
Represa 83+659	87+735
Represa 88+406	92+570



Estructura	Cadenamiento
Sifón 90+800	95+200
Dique Palos Amarillos	96+400
Represa 92+570	97+282
Dique Acatita	99+130
Represa 98+311	102+610
Sifón 100+00	104+380
Represa 103+286	107+510
Represa 106+359	111+180
Represa 112+776	117+090
Sifón 113+000	117+620
Represa y sifón 120+673	126+600
Represa y sifón 123+510	129+460
Represa 125+320	131+278
Represa y sifón	136+300
Dique Cacachila	138+632
Represa	147+500
Represa	154+895
Dique Aeropuerto	156+000

Se llevaron a cabo múltiples inspecciones de campo, donde en la primera que se realizó del día 30 de septiembre al 04 de octubre del 2013, con la participación del Dr. Víctor Manuel Ruiz Carmona, el M.C. José Ramón Lomely Villanueva, el M.I. Ernesto Olvera Aranzolo, investigadores del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y un servidor, se inspeccionó la infraestructura y se tomaron datos de campo (hidrométricos) del Canal Principal Humaya, ubicado en el estado de Sinaloa.

Se inició por la presa derivadora “Andrew Weiss” observándose en condiciones regulares. Los mecanismos de compuertas se encuentran en condiciones de operación manual, ya que el sistema eléctrico no está funcionando.

Durante el recorrido, a lo largo del canal, en general se observaron:

- a) Asentamientos y deslizamientos de losas en las márgenes del canal.
- b) Filtraciones de agua entre las losas de los taludes, generada por cuerpos de agua localizados al otro lado del bordo.
- c) Socavación en entradas o aportaciones de agua, debido a la incorrecta compactación del talud y diseño estructural.



- d) Desinstalación de compuertas en represas, se comenta que por falta de capacidad de conducción del canal, fue necesario remover estas estructuras de su lugar de origen en la obra.
- e) Invasión de parte de las estructuras de los puentes vehiculares, peatonales y de aforo, dentro del área hidráulica de las secciones transversales del canal.
- f) Ampliaciones inadecuadas realizadas en represas.
- g) Deficientes diseños en incorporación de sifones.

6.1 Antecedentes

En el Canal Principal Humaya ya se han realizado diversos estudios; geotecnia, hidráulicos, estructurales, en los cuales destacan los que se describen brevemente a continuación, por integrar trabajos muy completos.

6.1.1 Estudio para la modernización del Canal Principal Humaya, IMTA 1997

El CPH se ubica cerca de la ciudad de Culiacán estado de Sinaloa. El canal es abastecido principalmente por la presa Adolfo López Mateos, tiene una longitud de 156 km y cuenta con una gran cantidad de estructuras.

El CPH fue diseñado para conducir en su parte inicial un gasto de 100 m³/s; sin embargo, en la practica el máximo que se ha logrado transportar es de 85 m³/s, situación que se da invadiendo el nivel de bordo libre, deshabilitando las obras de excedencias y retirando compuertas. Con el fin de eliminar estos problemas e incluso incrementar la capacidad del CPH por encima de los 100 m³/s, para abastecer nuevas áreas de riego, se han realizado diferentes propuestas y trabajos de entre los cuales destacan: la sobreelevación de bordos del canal en los primeros 5 km y en algunos tramos intermedios, trabajos de limpieza y control del lirio acuático en las lagunas laterales que se forman en los diques, ampliación en represas (puntos de control con compuertas) para ampliar su área hidráulica. De estudios previos realizados por el IMTA en convenios con la Conagua, se aprecia que la capacidad real del canal no es la de diseño, donde el problema de falta de capacidad se agrava en los primeros kilómetros por efecto del sifón Arroyo Grande y el túnel "Tecorito".

Este estudio tiene por objetivo identificar y priorizar los problemas y acciones que se deben llevar a cabo para mejorar su capacidad de conducción y las prácticas de operación que permitan aprovechar eficientemente la infraestructura existente.

Según los planos proporcionados por la Conagua, el canal comienza en la cota 73.04 m sobre el nivel del mar y termina en la 44.83 m, en los primeros kilómetros la pendiente tiene valores que fluctúan entre 0.0003 y 0.0002 para posteriormente mantener un valor de 0.00015. La sección transversal es trapecial con anchos que varían hacia aguas abajo desde 6 m hasta 4 m con taludes de 1.25. En las secciones en que se alojan las compuertas, el canal es rectangular y su ancho de plantilla es proporcional al ancho de la parte trapecial correspondiente.

Para realizar las propuestas fue necesario el levantamiento topográfico a lo largo de todo el canal. La nivelación fue trigonométrica, debido a las condiciones del terreno, para la cual se utilizaron dos aparatos electrónicos con prismas reflejante (Estación Semitotal CT2 y Teodolito Electrónico). Para llevar a cabo tal actividad se conformaron dos brigadas topográficas.

El procedimiento para llevar a cabo la nivelación consistió brevemente de la siguiente manera: sobre un banco de nivel se colocó la baliza y a una distancia de aproximadamente 250.00 m el aparato electrónico, con el cual se visó a la baliza y se tomó la lectura vertical del aparato (convertida en altura). Se giró el aparato para visar sobre un punto de liga elegido al azar y de igual manera se tomó la lectura vertical con sus distancias entre sí.

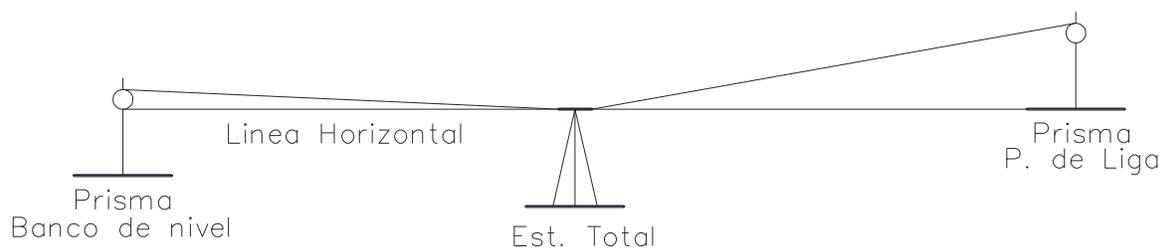


Figura 6.1. Procedimiento de nivelación.

Al avisar hacia el banco de nivel se toman las alturas tanto de la estación como de la baliza con el prisma, se toma la lectura vertical del primas y su distancia. De igual manera se visa hacia el punto de liga y se toman las lecturas correspondientes.

A partir del banco de nivel se calcula la altura de la línea horizontal la cual es igual a [Cota B.N.-Lectura Vertical+ Altura de la baliza].



A esta elevación se suma algebraicamente la lectura vertical sobre el punto de liga y se le resta la altura de la baliza, resultando el valor del punto de liga.

Para la campaña de aforos sobre el canal se tuvieron niveles muy bajos, se prestaron las condiciones para hacer casi todos los aforos vadeando a cuerpo limpio. Para gastos mayores a 30 m³/s se realizó vadeando con lancha, debido a que los tirantes eran mayores a 3.00 metros.

Aparte de que el canal presenta serios problemas de conservación, es considerablemente distinto del original. Esto se observó al tener el informe del levantamiento topográfico detallado, ya que este perfil real del canal no coincide con los datos de información de diseño del canal.

Durante los trabajos de campo se observó que el canal presenta azolves y caída de losas en varios tramos, en cuanto a las represas se puede decir que presentan muy poco mantenimiento, la mayoría de ellas no están en operación debido a los problemas relacionados con la falta de capacidad que tiene el canal para conducir los gastos demandados. Esta problemática ha afectado el estado físico de las compuertas, ya que al no utilizarse se van deteriorando.

Del estudio se desprende que con una sobreelevación de un metro, más el bordo libre (al menos medio metro adicional) se solucionaría, desde un punto de vista práctico, una buena parte del problema de la falta de capacidad de conducción en los primeros 30 Km. Es también interesante observar que se detecta un fuerte problema de falta de capacidad en la parte baja del canal, específicamente del kilómetro 123 al kilómetro 151, tramo en el que es necesario elevar los bordos más de 2 metros (IMTA, 1997).

En resumen, de este trabajo se concluye que para lograr que por el CPH circule el gasto de diseño es necesario realizar una serie de sobreelevaciones en diferentes tramos y puntos que quedan claramente identificados.

6.1.2. Proyecto de rehabilitación y sobreelevación del CPH, 2006

En este estudio se observa que por la complejidad del proyecto se tuvieron que desarrollar varias alternativas de sobreelevación, para incrementar la capacidad del canal y satisfacer las demandas de las zonas de riego, después de comparar las diferentes alternativas se llegó a una decisión en base al menor costo y funcionalidad.

Una de ellas fue aumentar el área hidráulica utilizando un muro en forma de “L” pero al calcular sus P.U. su costo se elevaba mucho a comparación de una opción más tradicional pero con un costo 62% más bajo.

La alternativa con un menor costo es aumentar el área hidráulica de la cubeta del canal, continuando con los taludes laterales del canal con el mismo ángulo de inclinación, conservando la sección trapecial hasta cubrir el tirante resultante de agua más un bordo libre.

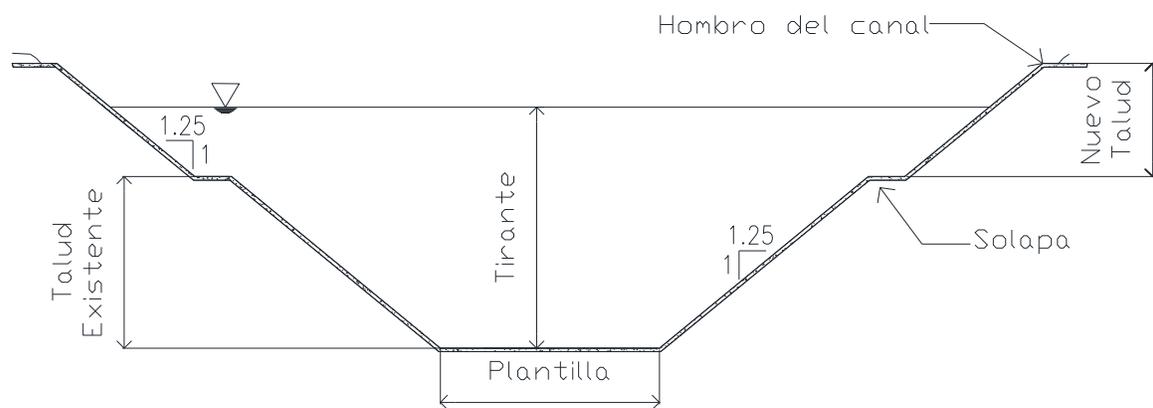


Figura 6.2. Sección transversal tipo de la sobreelevación del CPH.

Solo de secciones se elaboraron 148 planos del km 0+000 al km 126+722.49 con cadenciamiento a cada 100 m).

De las diferentes estructuras se realizaron 37 planos en total, para detallar sus características geométricas, representados por plantas, perfiles, cortes transversales, longitudinales y detalles de algunas piezas que no se pueden observar a simple vista.

En la geotecnia del CPH se realizaron varios planos entre ellos destacan el de banco de materiales para ubicar los diferentes tipos de suelos y sus características.

6.1.3 Proyecto de rehabilitación y sobreelevación del CPH, 2013-2014

En la realización de este proyecto, sobre el cual se desarrolla esta tesis, se llevaron a cabo varios estudios y actividades técnicas a lo largo de todo el canal, desde recorridos para inspeccionar su estado actual y con ello tener la información



necesaria, para la rehabilitación de los tramos más dañados, así como de las diferentes estructuras que se encuentran a lo largo, hasta trabajos de mayor complejidad; geotecnia, estudio hidráulico, campaña de aforos para obtener el gasto que circula a lo largo del CPH, batimetría en diques para tomar en cuenta el volumen de almacenamiento de estos, levantamientos topográficos de todo el canal, así como de todas las estructuras que lo componen.

Al respecto y como ya se comentó, para el desarrollo de la parte hidráulica, entre otros elementos de cálculo, se utilizó la herramienta computacional denominada “Modelo de Simulación de Canales” (Simulation of Irrigation Canals, SIC²). Esto represento parte del aporte de este trabajo de tesis.

Ya recopilando toda la información necesaria para la ejecución, es indispensable representarlo con planos para la fácil lectura de los datos obtenidos por los trabajos previos, se elaboraron estudios y trabajos especiales que van desde la planeación de riego, los coeficientes unitarios de riego, los diferentes planos topográficos detallando las secciones de todo el canal.

Todos estos estudios, cálculos y conjunto de planos son para determinar y proyectar la sobreelevación y obras de rehabilitación en ciertas partes del CPH, a fin de que se incremente su capacidad de 90 m³/s a 120 m³/s.

6.2. Topología del canal; Levantamiento topográfico (0+000 a 156+911.98)

Con la finalidad de contar con la topología del canal (configuración topográfica y geométrica a lo largo del CPH), el cual atraviesa los Municipios de Culiacán, Angostura y Salvador Alvarado, desde la presa Derivadora Andrew Weiss (km. 0+000) hasta el Dique Aeropuerto (km 156+911.98) se llevó a cabo un estudio topográfico del canal, a finales del año 2013. Las actividades consistieron en la localización y establecimiento de bancos de referencia para la planimetría y altimetría; el levantamiento planimétrico del canal y sus estructuras de control y la altimetría para obtener secciones del canal, a equidistancias de 100 m en los primeros 126 kilómetros y a cada kilómetro en el tramo final del canal y la nivelación de una poligonal de apoyo (IMTA, 2013). Las actividades del estudio topográfico consistieron en:

- Establecimiento de bancos de referencia para altimetría y planimetría
- Construcción y colocación de mojoneras para vértices de control a cada 500 metros aproximadamente

- Nivelación de la poligonal de apoyo
- Levantamiento en planta del canal y la infraestructura que lo forma
- Levantamiento de secciones con un ancho de 40 m a partir del centro del canal
- Procesamiento de información y elaboración de planos

Bancos de referencia para el control vertical y horizontal.

Para los trabajos de topografía se tomó como referencia un banco de nivel construido y nivelado por la Comisión Federal de Electricidad, ubicado sobre la banqueta en la calle de acceso a la obra de toma de la PD “Andrew Weiss”. Este banco de referencia se ha utilizado por la Conagua en trabajos anteriores y para mantener la referencia y la relación de los datos, se acordó utilizar el mismo como referencia para los trabajos del levantamiento.



Fotografía 6.1. Banco de referencia.

La cota de elevación del banco es 83.069 proporcionada por la Conagua y coincide con la inscripción en la placa localizada en el sitio. Para obtener las coordenadas X,Y de la placa con precisión y referidas a la proyección cartográfica UTM se georeferenció este banco a través de una corrección diferencial en post proceso con equipo GPS, utilizando como referencia estaciones fijas con coordenadas conocidas.

El método diferencial en postproceso consiste en estacionar un receptor en el punto, del cual se quieren obtener sus coordenadas y uno o más en sitios con coordenadas



conocidas, almacenar datos un determinado tiempo dependiendo de la precisión que se quiere obtener y posteriormente calcular las coordenadas a través de su procesamiento en algún software especializado. La precisión que se obtiene a través de este método puede llegar a ser de milímetros dependiendo del tiempo de observación, se obtienen coordenadas en la horizontal referidas a una proyección cartográfica y en la vertical al elipsoide utilizado.

El procedimiento para georeferenciar el banco de referencia consistió en estacionar un GPS en la placa tomando lecturas durante una hora y posteriormente a través del procesamiento de los datos con el software TGOTRIMBLE GEOMATICS OFFICE Y ASTECH SOLUTION, se correlacionaron las lecturas con datos de dos estaciones fijas, una de INEGI y una estación propia con coordenadas UTM X= 256,507.231 Y= 2,744,432.380, localizadas ambas en la ciudad de Culiacán.

Como resultado de la triangulación se obtuvieron las coordenadas X, Y del banco de referencia quedando establecido de la siguiente manera:

Banco CFE

X= 257,870.922

Y= 2, 772,068.319

Z= 83.069 msnm

Con estos datos se iniciaron los trabajos del levantamiento. Se estableció una placa nueva localizada al pie del monumento de inauguración de la PD “Andrew Weiss”, colando en el sitio una placa de metal.



Fotografía 6.2. Placa en la PD “Andrew Weiss”.



Esta placa fue georeferenciada a través del mismo proceso de triangulación utilizando las mismas referencias para el banco de CFE y obtener sus coordenadas horizontales. Para obtener el valor de la elevación se niveló a partir del banco de CFE con un nivel fijo, quedando establecidos los valores para este banco de la siguiente manera.

Banco 02

X= 257,809.892

Y= 2, 772,068.273

Z= 83.363 msnm



Fotografía 6.3. Georeferenciación de placa en la PD “Andrew Weiss”.

Debido a la longitud del levantamiento, y con el objeto de compensar las diferencias por la curvatura de la tierra, se construyeron y georeferenciaron bancos a lo largo del trazo del canal cada 10 km. Se utilizó el mismo procedimiento y equipo descrito para georeferenciarlos y su elevación se obtuvo durante el levantamiento de la poligonal de apoyo.

Para el establecimiento de puntos de control altimétrico y planimétrico, se establecieron un conjunto de bancos de nivel a lo largo del trazo del CPH, los cuales se nivelaron durante el levantamiento de la poligonal de apoyo para obtener su elevación sobre el nivel medio del mar y se obtuvieron sus coordenadas X,Y tomando como referencia los bancos georeferenciados con GPS. Se construyeron bancos (mojoneras) cada 500 metros con el fin de tener un mejor control y minimizar el error en el levantamiento.

Para la nivelación de la poligonal de apoyo y levantamiento en planta del canal, se tomó en cuenta el banco de referencia en la presa Derivadora Andrew Weiss, donde se niveló con un método diferencial compuesto, el cual consiste en medir los desniveles realizando varias estaciones sucesivas.

La precisión establecida para el levantamiento, basada en las especificaciones de la Conagua para este tipo de estudios, fue de 1 cm en un kilómetro de nivelación o de 10 mm por cada medio kilómetro $K0.5$, donde K es la distancia en kilómetros.

Para la nivelación se usó un nivel digital de precisión milimétrica, utilizado para las nivelaciones de primer orden, con miras invar que garantiza la precisión requerida.

El equipo se programó para que en cada estación el error máximo permitido fuera de 5 mm, para lo cual se hicieron cambios de estaciones con distancias entre las lecturas de frente y espalda no mayores a 50 metros y con una tolerancia al error de 0.5 mm que está debajo de 1 cm establecido para este tipo de estudio.

Durante el recorrido de la nivelación se nivelaron las mojoneras construidas a lo largo del canal, así como los bancos de nivel, los cuales sirvieron de apoyo como referencia en planimetría y altimetría para el levantamiento del canal y las estructuras.



Fotografía 6.4. Nivelación de la poligonal de apoyo.

El equipo utilizado en la nivelación de la poligonal de apoyo, es un nivel digital marca Leica modelo DNA 03.

Con los bancos y mojoneras nivelados se inició el levantamiento en planta del canal. Para el apoyo horizontal y obtener la planimetría se utilizó como referencia coordenadas X,Y en la proyección cartográfica UTM del banco geo referenciado de la CFE y los bancos construidos con placas cada 10 kilómetros a lo largo del canal.

Se realizó un levantamiento geométrico utilizando estaciones totales con precisión de 5 segundos de arco para medición de ángulos. El procedimiento consiste en estacionar el equipo en los bancos de referencia nivelados y georeferenciados levantando el detalle del canal para su dibujo en planta, se levantaron vértices para representar el ancho del canal, detallando caminos toda la infraestructura dentro de un ancho de 40 m a cada lado a partir del centro del canal.

Para el levantamiento en planta del canal se utilizó equipo Estación Total Marca Trimble modelo 5600 Robotic Light series DR200+ y Modelo 600 M. Con el levantamiento en planta se trazó un eje auxiliar al centro del canal a partir del cual se obtuvieron estaciones cada 100 m para definir el cadenamiento del estudio.



Fotografía 6.5. Levantamiento en planta del canal e infraestructura.

Para los levantamientos en secciones del canal con la nivelación de la poligonal de apoyo, se obtuvo una red de bancos de nivel contra la cual se realizaron todos los otros trabajos del levantamiento. En este levantamiento se especificó que se

obtendrían secciones equidistantes a 100 m, hasta la represa del km 131 y a partir de ahí a cada kilómetro, se realizó un levantamiento geométrico utilizando estaciones totales con precisión de 5 segundos de arco para medición de ángulos.

El procedimiento consistió en tomar como referencia el banco o mojonera más cercano al sitio donde se levanta la sección, se estaciona el equipo para el levantamiento y a partir de ahí visar con la estación para obtener las coordenadas en el plano y la altura. Se tomaron puntos a lo largo de 80 m, divididos a partir del centro del canal, tomando puntos sobre la banqueta, el hombro, el talud, la plantilla, caminos y el terreno natural de tal manera de representar su configuración topográfica.



Fotografía 6.6. Levantamiento de sección del canal.

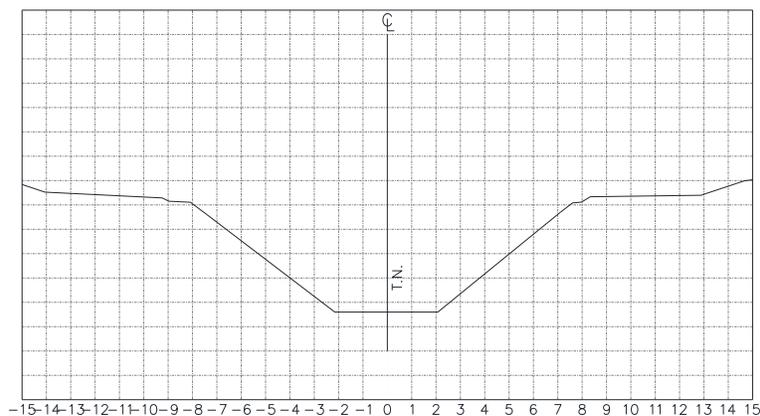


Figura 6.3. Dibujo de corte de una sección del canal.

Para el levantamiento se utilizó equipo Estación Total Marca Trimble Modelo 5600 Robotic Ligth Series DR200+ y Modelo 600 M.

El procedimiento para el levantamiento a detalle de las principales estructuras del canal, consistió en tomar como referencia el banco o mojonera más cercana a la estructura a levantar, estacionar el equipo para levantamiento y a partir de ahí visar con la estación para obtener las coordenadas en el plano y la altura. Se levantaron puntos para detallar las partes que conforman la estructura como arrastre, lomo, losas de concreto, claro y diámetro de tubos, según el caso particular de cada estructura, asimismo se levantaron secciones transversales detallando el bordo, talud, plantilla, caminos y terreno natural: una al inicio de la transición, otra en el centro de la estructura y una más en la transición de salida.



Fotografía 6.7. Levantamiento de estructura.

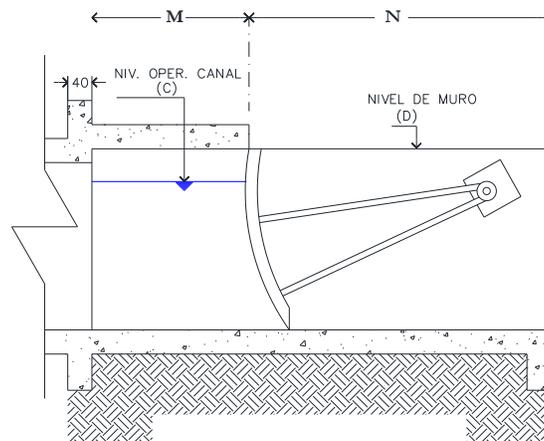


Figura 6.4. Dibujo de estructura (Represa).

Para el levantamiento de las estructuras se utilizó una estación total marca Trimble modelo 5600 robotic Ligth Series DR200+ y modelo 600 M.

Precisión.

Medición de distancias

5 - 200 m: $\pm (3 \text{ mm} + 3 \text{ ppm})$

Más de 200 m: $\pm (5 \text{ mm} + 3 \text{ ppm})$

Medición de ángulos

Precisión: 5" (1,5 mgon)

Tabla 6.3. Estructuras levantadas a lo largo del CPH.

Estructuras	Número
Entrada de agua	68
Diques	11
Sifones	22
Puentes peatonales	16
Puentes vehiculares	38
Puente sobre ferrocarril	2
Represas	30
Tomas laterales	33
Tomas	55
Desfogues	37
Total	312

A continuación se muestran los dibujos de las diferentes estructuras del CPH.

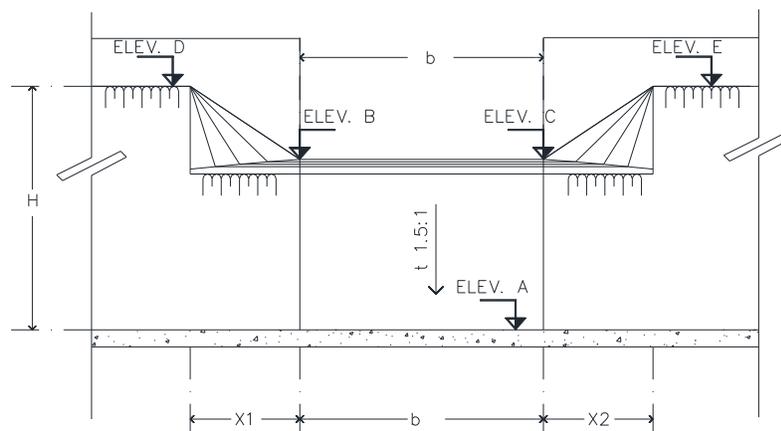


Figura 6.5. Dibujo de una entrada de agua.

Para tener un mejor estudio de los diques ubicados a lo largo del canal aparte del levantamiento topográfico, se tuvo que hacer un estudio batimétrico para tener la altimetría del fondo de ellos. El procedimiento de la topografía es similar al de las otras estructuras, consistió en tomar como referencia el banco o mojonera más cercana a la estructura a levantar, estacionar el equipo para levantamiento y a partir de ahí visar con la estación para obtener las coordenadas en el plano y la altura.

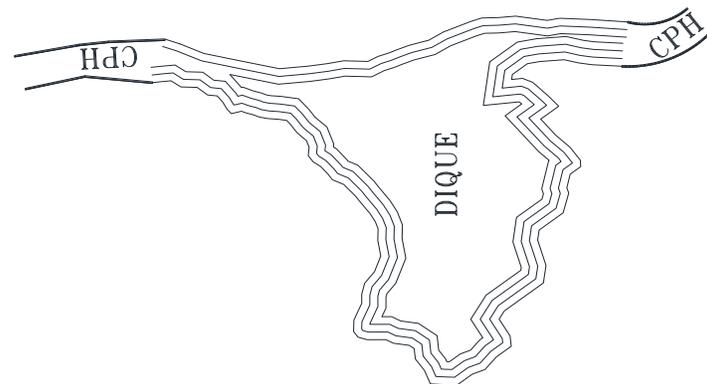


Figura 6.6. Dibujo de un Dique.

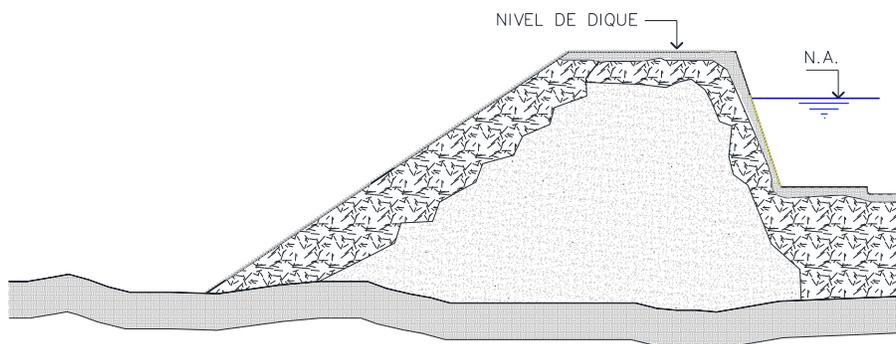


Figura 6.7. Corte de sección transversal de un dique.

Ya que en la actual topografía no se realizaron levantamientos de los sifones, se tomaron los datos, planos, de años previos para su estudio. Sin embargo no difirieron del procedimiento para la obtención de su topografía, así como sus diferentes componentes. A continuación se muestra un corte longitudinal de la mitad de un sifón.

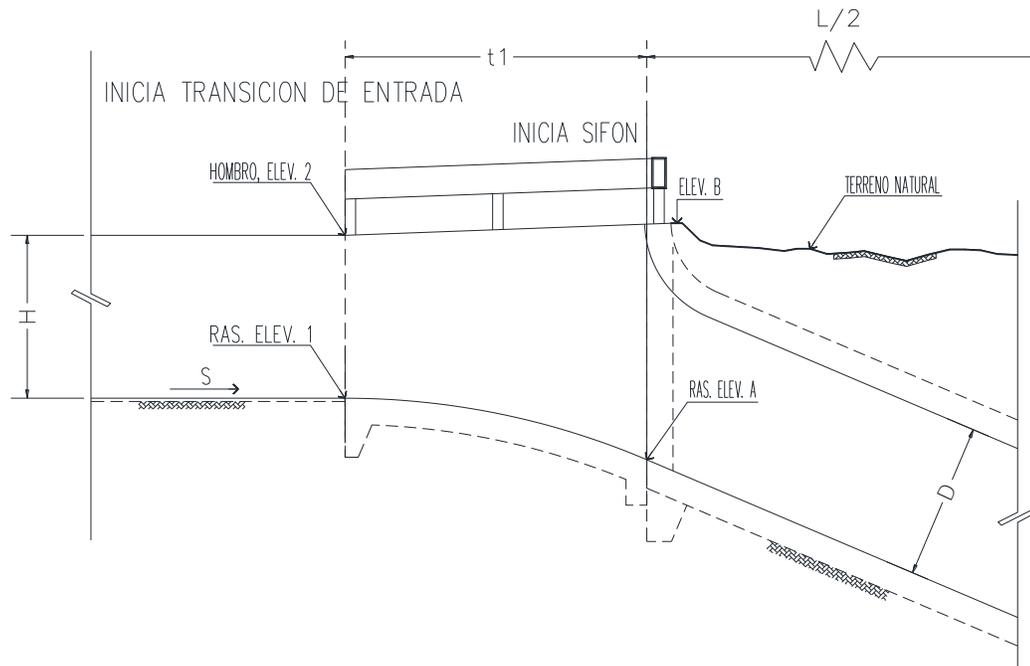


Figura 6.8. Corte longitudinal de un sifón.

Para las 88 tomas de agua entre ellas tomas granja y tomas laterales, el procedimiento no fue diferente a las demás estructuras, no por ser las obras más pequeñas son las menos importantes, por lo que se tomó como referencia el banco más cercano a la toma a levantar, se estacionó el equipo para levantamiento y a partir de ahí visar con la estación para obtener las coordenadas en el plano y la altura.

A continuación se muestra una planta de una toma lateral con todos sus detalles, se puede observar cómo está ubicada al costado del canal y que sale perpendicular al canal revestido.

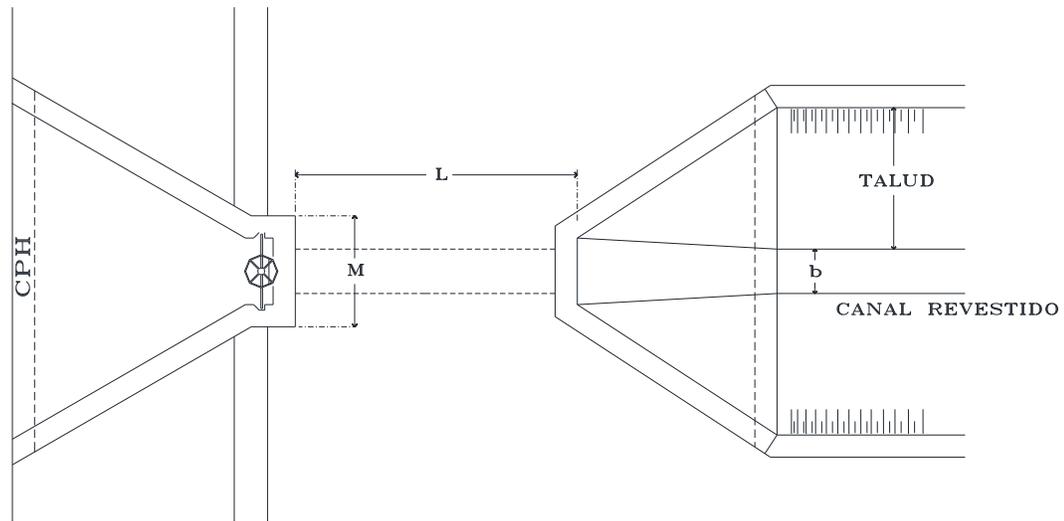


Figura 6.9. Vista en planta de una toma lateral.

El procedimiento para el túnel “Tecorito” ubicado en el km 7+923, consistió en tomar como referencia el banco o mojonera más cercana a la estructura, estacionar el equipo para levantamiento y a partir de ahí visar con la estación para obtener las coordenadas en el plano y la altura. Por la baja profundidad al principio del túnel se avanzó a pie y a como fue aumentando el gasto se tuvo que utilizar una lancha, para llevar acabo el levantamiento, donde se tomó detalle de las fisuras en la estructura, así como del azolve en ciertas partes de este mismo.

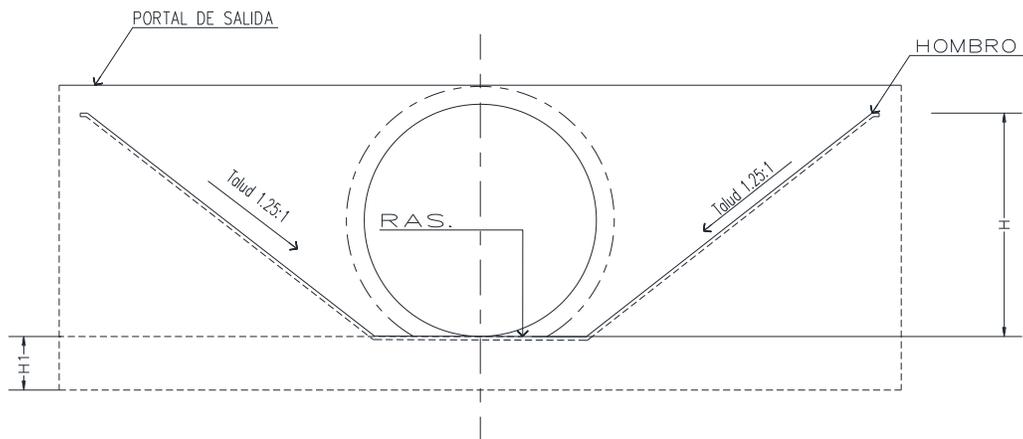


Figura 6.10. Sección transversal del canal y túnel.

Para cada estructura se elaboró un plano con su detalle en planta y perfil, así como los cortes y vistas necesarias para detallar la estructura.

Como resultado del estudio topográfico del canal, se tiene un conjunto de planos con los niveles a lo largo del canal, secciones transversales y el detalle de sus estructuras, así como una red de bancos de referencia, información necesaria para los trabajos de caracterización geométrica del canal y sus estructuras.

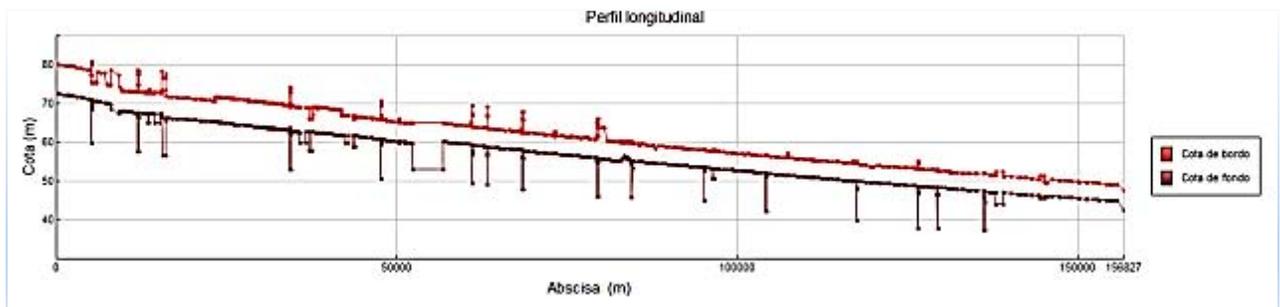


Figura 6.11. Perfil de rasante y bordo del CPH entre el dique Aeropuerto y la P. D. “Andrew Weiss”.

En el perfil del canal se observa que la pendiente en general es de 20 centímetros por cada kilómetro, a excepción del primer tramo hasta el túnel “Tecorito” que tiene una pendiente más fuerte de 40 centímetros por kilómetro y el caso de la existencia de una caída de 4 metros en el kilómetro 153 aproximadamente, inmediatamente después del dique Aeropuerto.

Posteriormente se revisó la infraestructura hidráulica, donde se tomaron fotografías representativas del estado del Canal Principal Humaya, por lo que se georeferenciaron en Google Earth; parte de los resultados de este ejercicio se puede apreciar en la figura 6.12.



Figura 6.12. Marcas de posición de las fotografías del CPH.

Esto permite adicionar elementos visuales para conocer con mayor detalle la zona de proyecto y caracterizar mejor el modelo computacional, y consecuentemente calibrar y realizar una simulación numérica más apegada a la realidad.

6.3. Campaña de aforos

Considerando la metodología para realizar hidrometría en canales de riego (Obtención de gasto y niveles de la superficie libre del agua), seguida por los investigadores del IMTA, donde por medio de un sensor que envía ultrasonidos en el agua y que analiza el eco emitido por las partículas en suspensión que se encuentran a diferentes profundidades, se logra determinar perfiles de velocidad del agua y a través de ellos estimar la velocidad media en una sección transversal de un canal, para posteriormente, una vez conocida el área hidráulica, cuantificar los caudales circulantes. Para desplazar dicho sensor sobre la superficie del agua, se monta ya sea sobre un bote pesquero o uno pequeño (tipo catamarán).

6.3.1. Batimetría en Diques

En topografía se entiende por batimetría al levantamiento del relieve de superficies subacuáticas, tanto los levantamientos del fondo del mar, como del fondo de cursos de agua, de ríos, de embalses, etc. Estos trabajos son denominados también topografía hidrográfica, cartografía náutica, etc. La labor del topógrafo consiste en realizar el levantamiento de los fondos, como si se tratara de un terreno en la superficie.

Para la determinación de las capacidades actuales de los diques del CPH se realizó la medición de las coordenadas X, Y, Z del fondo de los mismos, dando como resultado final tablas de elevaciones-áreas-capacidades.

Para obtener la profundidad (Z) del estudio batimétrico, se utilizó un perfilador vertical de efecto doppler (modelo M9 de la marca Sontek), la posición de cada punto (X,Y) en el dique se determinó mediante un navegador cinético satelital en tiempo real o RTK (Real Time Kinematics) marca TOPCON y una unidad GPS eTrex 10 Garmin. El equipo M9 de Sontek cuenta con una exactitud del 1% del valor medido y una resolución de 0.001 m usando un emisor de ultrasonido de 0.5 MHz. La unidad TOPCON RTK presenta una resolución horizontal de 10 mm + 1.0 ppm haciendo uso de señales GPS, GLONASS, QZSS, SBAS y Galileo.

El equipo GPS eTrex Garmin es una unidad que utiliza las señales GPS y GLONASS con una precisión de +/- 3 m.



Medidor instalado en lancha



M9 Sontek usado para medir



Estación móvil del equipo RTK



Estación base del equipo RTK

Fotografías 6.8. Equipo de medición usado en el estudio batimétrico.

Los equipos M9, RTK TOPCON y eTrex 10 fueron instalados en una lancha, con la cual se realizaron una serie de recorridos a lo largo y ancho de cada dique.

El equipo M9 de Sontek presenta dos programas para su configuración y operación, el HydroSurveyor y el RiverSurveyor. La primera opción es la más completa, sin embargo no proporciona información confiable de la posición del equipo en el dique, por lo anterior se tomó la posición obtenida con los equipos RTK TOPCON y eTrex10 de Garmin y se usó el programa RiverSurveyor para el manejo del equipo M9.

Los datos obtenidos en campo con el M9 son almacenados en la misma unidad. El programa RiverSurveyor se utiliza para descargar los archivos de datos a una computadora. El programa presenta varias ventanas para consulta de la información recabada. En una ventana “samples” se presentan los datos medidos, los cuales se pueden ser exportados como archivos mediante la opción “Save to Clipboard”, que permite exportarlos a Excel para su análisis.

Finalmente con los datos exportados a Excel es posible consultar las mediciones de profundidad. Los datos de posición del medidor M9 durante el recorrido en los Diques se obtienen de los equipos RTK de TOPCOM y eTrex 10 de Garmin.

Los datos de profundidad y posición son revisados y analizados usando los programas AutoCAD, Google Earth y ArcVIEW con el objetivo de validar la ubicación de los datos recabados en el dique.



Este análisis se realiza punto por punto, tomando la información proporcionada por el equipo M9, RTK y eTrex 10. Revisada la información, se obtiene una tabla “X”, “Y”, “Z”. En esta “X” e “Y” presentan la posición en el dique y “Z” la profundidad. Los datos se procesan en el programa Surfer con los cuales se obtienen los planos de batimetría, es decir la elevación del fondo de los diques expresado en msnm, así como los datos de área y volumen en función de la altura del agua en el dique.

Finalmente los datos de área y volumen se procesan en una base de datos (en este caso en Excel) para obtener la gráfica elevaciones-áreas-capacidades.

Para la colecta de la profundidad y posición de los diques, en general se transitó con una lancha la superficie del agua, haciendo un recorrido por la orilla y barriendo a cada 20 metros en ambas direcciones.

6.3.1.1. Datos obtenidos en campo

Con el fin de salvar depresiones y en su oportunidad aprovechar los escurrimientos de algunos de los arroyos que cruzan el CPH, se colocaron diques en diferentes puntos del canal. Los 11 diques presentes en el CPH se encuentran listados en el Cuadro 6.4. Su capacidad está determinada por el volumen que pueden almacenar a diferentes cotas en función de los niveles de operación del canal. Las capacidades originales de los diques fueron determinadas por estudios batimétricos en su construcción, información que data de 1966. Durante el periodo de lluvias los arroyos arrastran material y la baja velocidad del agua en el dique propicia su depósito y acumulación en su lecho (azolve).

Tabla 6.4. Ubicación de los diques.

Nombre del dique	Ubicación		Longitud (m)
	km entrada	km salida	
1 (Uno)	13+240	13+536	296.30
2 (Dos)	14+388	15+213	824.12
Batamote	35+678	36+696	1,018.06
Arroyo Prieto	37+120	37+630	510.00
Agua Fría	42+255	42+710	455.17
Hilda	43+539	43+851	312.33
Mariquita	52+311	56+851	4,539.51
Palos Amarillos	96+390	96+775	385.00
Acatita	99+130	100+380	1,250.00
Cacachila	138+632	139+169	537.31
Aeropuerto	155+950	156+911	961.00



En el anexo 1 se presenta las gráficas de elevaciones-áreas-capacidades actuales (2013).

El año de 1997, el IMTA elaboró el Estudio para la Modernización del Canal Principal Humaya, bajo el convenio HC-9626 con la Comisión Nacional del Agua, en su Anexo D, denominado Diques, citan y presentan las curvas elevación-áreas-capacidades de los diques que se ubican a lo largo del canal (información generada por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en el mes de enero de 1966).



Dique 1



Dique 2



Dique Batamote



Dique Hilda



Dique Mariquita



Dique Palos Amarillos



Dique Acatita



Dique Cacachila



Dique Aeropuerto

Fotografías 6.9. Recorridos de medición en los diques del Canal Principal Humaya.

6.3.2. Aforo en secciones del canal a superficie libre

El conocimiento de la variación del caudal que fluye es de suma importancia para medir y regular el flujo de agua de los canales de riego.

En el CPH se realizaron diferentes campañas de aforo donde se recabó información de niveles y gastos a lo largo del canal.

El equipo de medición implementado es el siguiente:

- Perfilador vertical de efecto Doppler móvil
- Estación total o un equipo RTK
- Bancos de nivel



Fotografía 6.10. Perfilador vertical de efecto doppler móvil.

Los perfiladores de Corrientes Acústicas Doppler (ADCP, por sus siglas en inglés), fueron creados originalmente para medir caudales en ríos utilizando la acústica. Con la embarcación se recorre el río de una margen a la otra, mientras el aparato va sumergido emitiendo pulsos de sonido que rebotan en las partículas en suspensión y en el fondo del cauce. Así, la señal vuelve al aparato y en base a un cambio de frecuencia debido al movimiento, determina la velocidad del flujo a diferentes profundidades del agua e intervalos de tiempo. Cuando la embarcación llega al otro lado, el aparato ya registró el tránsito del caudal, algo que tradicionalmente se hacía bajando un molinete y contando las revoluciones de las aspas con respecto al tiempo. Este tipo de tecnología es actualmente ya de uso común en canales de riego.

El perfilador vertical de efecto doppler cuenta con el programa para su configuración y operación (Ilustración 6.2), el cual presenta una ventana con dos botones, con uno se activa la unidad para que empiece a tomar muestras “Start Pinging” y con otro para iniciar el barrido de medición “Start Transect”, este último botón cambia el valor a “Stop Tansect” el cual se activa cuando se termina la medición en una sección transversal del canal. Este programa se utiliza para descargar los archivos de datos a un servidor, presenta varias ventanas para consulta de la información recabada.

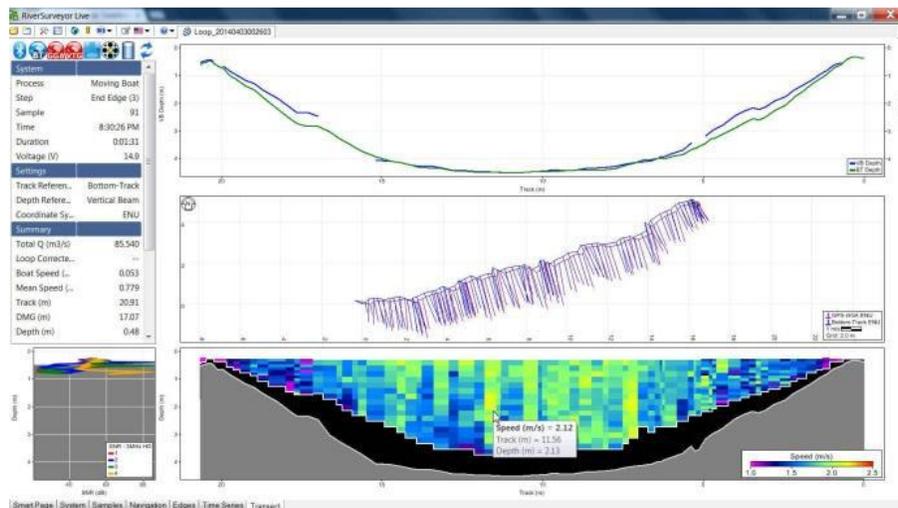


Ilustración 6.2. Ventana del programa; perfil de velocidades.

De esta manera, en el CPH los gastos se midieron mediante un perfilador vertical de efecto Doppler móvil y los niveles con estación total o un equipo RTK usando los bancos de nivel colocados durante el levantamiento topográfico realizado. A continuación se muestra un conjunto de imágenes que ilustran esta actividad.





Fotografías 6.11. Obteniendo los niveles con el equipo RTK.



Fotografía 6.12. Utilizando el perfilador vertical de efecto doppler móvil.

6.3.2.1. Datos obtenidos en campo

En términos generales y metodológicamente hablando, los aforos en el canal se llevaron a cabo con un cable tendido a lo largo del canal, desde puentes vehiculares y peatonales, asimismo aguas abajo y aguas arriba de represas y sifones. La forma implementada para aforar fue la de modo “dinámico”, que consiste en mover

lentamente el equipo a lo largo de una sección de canal, donde el sensor registra automáticamente su posición y determina el gasto a partir de la información adquirida, esta forma de aforar es rápida y cómoda.

El primer aforo se realizó tanto aguas abajo, como aguas arriba del puente vehicular localizado en la estación 1+800, en el talud margen derecho se presentan grietas, asentamientos, vegetación y en el talud margen izquierdo hay levantamientos de la losa, madrigueras, vegetación. Este trabajo de hidrometría se llevó acabo en diversos tramos del canal, asimismo se constató la afluencia de arrastre de sólidos.



Fotografía 6.13. Aforo realizado aguas arriba de la estación 1+800.

En el Anexo 2 se presentan las tablas, donde se reflejan las mediciones de nivel y gasto realizadas tanto aguas arriba como aguas abajo de las estructuras del Canal Principal Humaya.

6.4. Datos hidrométricos del tramo 0+000 a 35+730

En términos generales en un Distrito de Riego la Conagua asigna el agua a consumir, la SRL la distribuye y los Módulos de riego (Asociación de usuarios) la consumen. Este esquema tiene su origen alrededor de 1989, año en que se comenzó con la transferencia a los usuarios, ya que anteriormente Conagua se encargaba de todo el proceso, desde el almacenamiento en la presa hasta la



entrega de agua a las parcelas, sin embargo se optó por que los usuarios se hicieran cargo de los canales de la red menor, por lo que se crearon asociaciones de agricultores que son los llamados “Módulos de riego”. A los cuales se les concesionó la infraestructura de las redes de canales secundarios para que ellos distribuyeran el agua y conservaran los laterales.

Posteriormente algunos módulos se organizaron para formar sociedades de responsabilidad limitada (SRLs), las cuales operan la red mayor (red principal de canales). Para este caso de estudio, es el Canal principal Humaya. De esta manera la Conagua entrega el agua a la SRL en un punto de control, el cual en este caso es el puente de aforo 5+000 localizado aguas arriba del sifón Guasimas.

El tamaño del tramo de canal que le corresponde conservar y operar tanto a la Conagua, SRL y módulos, varía de un distrito a otro. Dependiendo de la organización en conjunto de estos, les toca un cierto porcentaje de la cuota de los usuarios respectivamente.

6.4.1. Datos hidrométricos proporcionados por la SRL

El miércoles 26 de febrero del 2014, se acompañó al represero (represa 29+000) a realizar el registro diario de aforo, quien está encargado de las siguientes extracciones laterales;

- Bombeo 16+800
- Bombeo 17+000
- Toma Lateral 23+400
- Toma Lateral 25+672
- Toma Lateral 26+672
- Toma Lateral 28+140
- Bombeo 29+000
- Bombeo 29+220
- Toma Lateral 29+220
- Bombeo 30+000
- Toma Lateral 31+144
- Bombeo 33+000
- Bombas; uso doméstico y ganadero



Fotografía 6.14. Toma lateral 23+000.

Durante el recorrido por dicho tramo el represero comentó que alrededor de hace 4 años, entraban grandes cantidades de agua por la margen derecha del canal. Al ser un peligro inminente se realizó una sobreelevación, esto para evitar desbordamientos que pongan en riesgo a los usuarios, asimismo se incorporaron compuertas, estas para permitir la entrada de agua de lluvia durante la temporada que la bocatoma de la PD “Andrew Weiss” libera solamente el caudal para uso doméstico.

Se apreció que la represa 34+000 la deshabilitaron al no ser funcional, ya que no hay ninguna toma lateral aguas arriba cercana a esta, por lo que el remanso generado por la represa 29+000 es el que repercute en el flujo, dicho remanso es el que propicia que a lo largo del canal se manejen distintas secciones transversales tipo (variación en la geometría; profundidad, talud, ancho de plantilla). La toma lateral 25+672 es la de mayor capacidad, se encuentra en el orden de $3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si la carga del canal principal se mantiene, no es necesario hacer movimientos de las aperturas en las tomas laterales, a menos que se presente un cambio de la demanda de uno de los canales laterales, por parte del módulo de riego.

En el Anexo 3, se muestra información recopilada con los represeros de la SRL, de la semana del lunes 17 al domingo 23 de febrero del 2014.

6.4.2. Metodología de revisión cotidiana de extracciones del Módulo de riego 4.1

En la tabla 6.5 se presenta el censo de las 8 tomas laterales, con su correspondiente gasto nominal, que se encuentran en el tramo hasta el dique “Batamote”, las cuales pertenecen al Módulo de riego 4.1.

Tabla 6.5. Censo de estructuras de extracción del Canal Principal Humaya.

Nombre de la toma	Ubicación	Q nominal (m ³ /s)
Toma lateral 1	25+400	1.89
Toma lateral 2	25+672	5.7
Toma lateral 3	26+440	2.85
Toma lateral 4	28+140	0.3
Toma lateral 5	29+180	2.75
Toma lateral 6	31+144	0.3
Toma lateral 7	35+345	5.54
Toma lateral 8	35+620	1.89

El procedimiento de aforo en los canales laterales del módulo 4.1, se lleva a cabo con el molinete de eje vertical. Este método consiste básicamente en medir en un área transversal de la corriente, previamente determinada, las velocidades de flujo con las cuales se puede obtener luego el caudal.

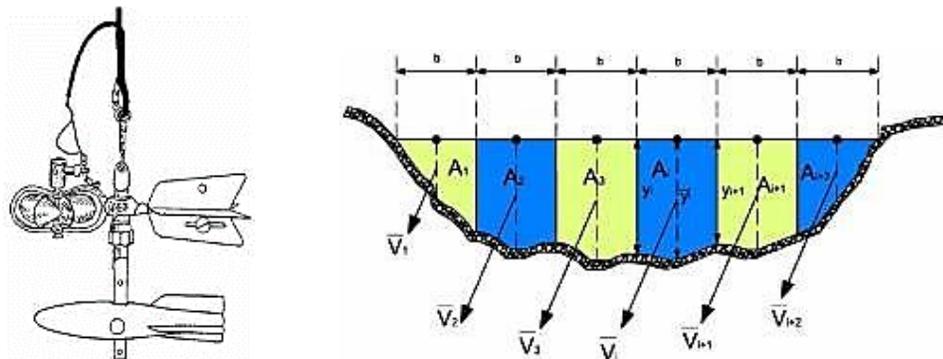


Ilustración 6.3. Molinete de eje vertical y sección transversal en el punto de aforo.

La sección se divide en tramos iguales tal como muestra la Ilustración 6.2. En cada vertical, de las varias en que se divide la sección, se miden velocidades con el molinete a 0.4 de la profundidad total; desde la plantilla del canal hacia la S.L.A). Cada vertical tiene su respectiva área de influencia.



Tabla 6.6. Demanda de agua de la semana del día 12 al 23 de Febrero del 2014; datos proporcionados por el Módulo de riego 4.1



A.U.P.A. CULIACANCITO MODULO IV- 1

DEMANDA DE AGUA DE RIEGO

Semana 17-23 de febrero de 2013

SECCION DE RIEGO	CANAL	SUPERFICIE A REGAR Has.	GASTO EN PARCELA Lps.	USO DOMESTICO Lps.	FACTOR PERDIDA %	GASTO SOL. Lps.
1	16+000	10.00	30.00			30.00
1	17+000	10.00	30.00			30.00
1	23+400	96.00	310.00	40.00	20	400.00
1A	25+672	238.00	770.00	20.00	20	950.00
2	25+672	665.61	1250.00	30.00	20	1,500.00
3	26+440	195.00	250.00	30.00	20	340.00
3	28+120	26.00	30.00		20	40.00
3	Bomba 29+000			20.00		30.00
3	Bomba 29+220			30.00	20	40.00
3	29+220	204.00	250.00	30.00	20	340.00
3	Bomba 30+000					-
	31+144	15.00	30.00		20	40.00
3	bomba 33+210			30.00	20	40.00
4	bomba 34+000			20.00	20	30.00
4	35+345	469.00	850.00	40.00	20	1,080.00
4	Bomba 35+345			30.00	20	40.00
4	35+620	15.00	40.00		20	50.00
5	37+320	301.00	800.00	20.00	20	980.00
6	2+700	757.21	1200.00	20.00	20	1,400.00
7	37+320	312.00	1000.00	20.00	20	1,200.00
5	38+760	48.00	80.00	20.00	20	120.00
TOTAL		3361.82	6920.00	400.00		8680.00

	HAS		HAS
FRUTALES	20	FORRAGE	118.67
ALFALFA	11	GARBANZO	
CARTAMO		HORTALIZAS	59.7
BERENJENA	16	MAIZ	2844.86
CALABAZA		PEPINO	3
CAÑA		SORGO	146.59
CEBOLLA		SOYA	
CHILE		TRIGO	
EJOTE	19	TOMATE vara	123
FRUJOL		TOMATE suelo	
	66		3295.82
	TOTAL	3361.82	

ENTREGADO

RECIBIDO

7. ESCENARIOS A FLUJO PERMANENTE

7.1. Escenario 1; estado actual del canal ($Q: 79.7 \text{ m}^3/\text{s}$)

El modelo del Canal principal Humaya, se realizó hasta el cadenamiento 156+920, donde se localiza el dique Aeropuerto. Se caracterizó considerando todas las mediciones tomadas en campo, más ciertas adecuaciones a dicho modelo.

Para un primer escenario, la modelación se llevó a cabo con un gasto de $79.7 \text{ m}^3/\text{s}$, considerando que el canal se encuentra en sus condiciones actuales, con lo que se generó el siguiente perfil de flujo a régimen permanente.

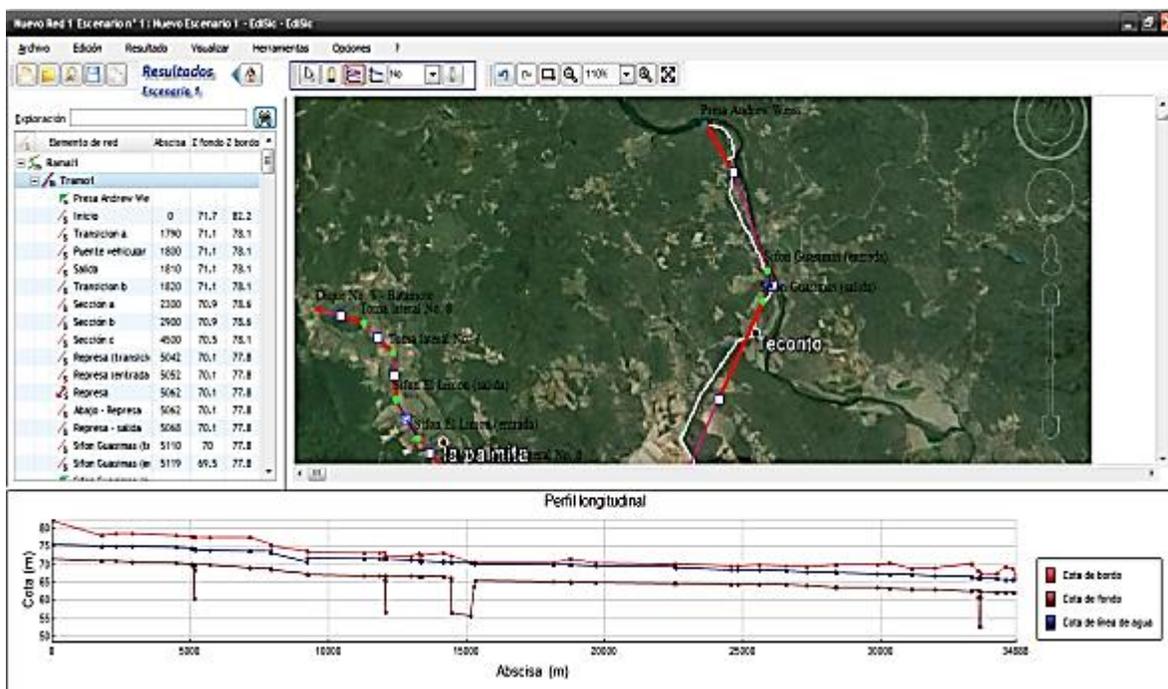


Ilustración 7.1. Perfil de flujo permanente; $Q = 79.7 \text{ m}^3/\text{s}$.

7.1.1. Representación y calibración del modelo en tramos de canal

En el módulo de geometría se ingresan los datos de las características físicas del tramo de canal. En las secciones de canal definidas para cada tramo se capturó el cadenamiento, se establecieron y definieron claramente los casos en los que existe

una estructura de control o no (singular), además de proporcionar la cota de la rasante (plantilla), la cota del bordo, y el tipo de sección.

El “SIC²” permite ingresar diferentes tipos de secciones: trapecial, rectangular, exponencial, alcantarilla, circular, relación ancho vs tirante, altura canal vs posición transversal y sección predefinida. Cada una con sus parámetros propios, como es el caso de la trapecial, donde se solicita el talud, o las secciones compuestas, donde se ingresa el ancho de la sección a diferentes alturas del agua, en cuyo caso solo es necesario ingresar la cota del fondo. Este tipo de sección puede ser usado para describir secciones compuestas de sobreelevación presentes en el canal y los diques.

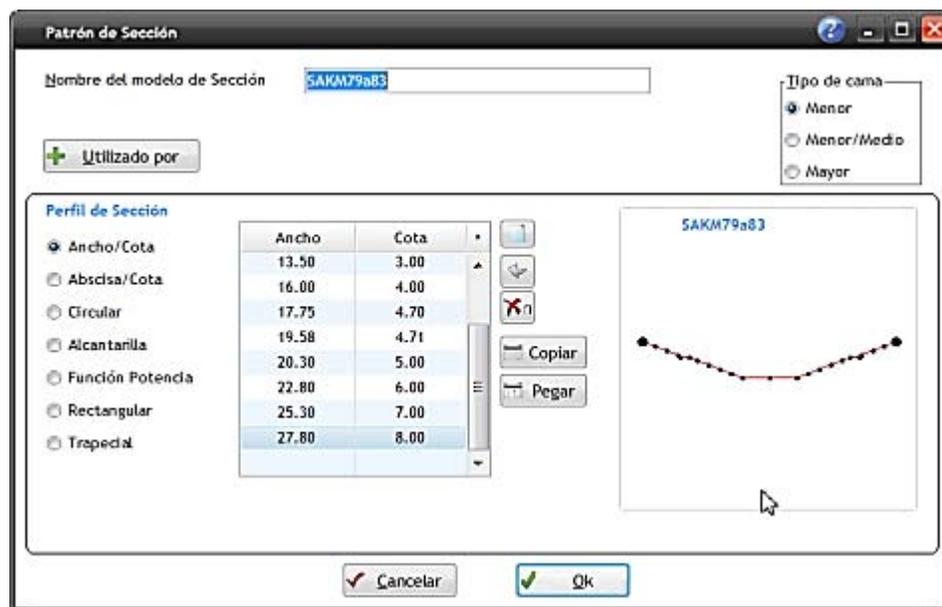


Ilustración 7.2. Sección compuesta de la sobreelevación del canal del km 79 al km 83.

En la calibración de tramos de canal, se obtienen los coeficientes de rugosidad (cortante) representativos, para los diferentes tramos que conforman el canal o sistemas de canales en estudio, de tal forma que se reproduzcan los niveles y gastos medidos.

En el módulo de simulación hidráulica se especifican las condiciones aguas arriba y aguas abajo de cada tramo de canal, los gastos que entran o salen en cada nodo, el tipo de estructuras de control, extracción, ingreso o cruce, las pérdidas por

infiltración y el coeficiente de Manning en cada tramo, así como los parámetros para el cálculo en régimen transitorio y permanente.

7.1.2. Representación y calibración del modelo numérico en Diques

En lo que se refiere a los diques, éstos se representaron como un canal cuya superficie y ancho de sección transversal cambian en función del nivel, por lo que en el simulador se prosiguió a cargar 2 secciones transversales; una de entrada y otra de salida de los diques. Estas secciones se conformaron en el SIC con la relación elevación – ancho, hasta conformar cada sección transversal del dique, está en función del volumen de agua almacenado.

De esta manera se respetan y representan de manera unidimensional las características de las curvas elevaciones-áreas-capacidades, que se determinaron al realizar la batimetría en estos cuerpos de agua, donde se realizó la medición de las coordenadas X, Y, Z del fondo de los mismos.

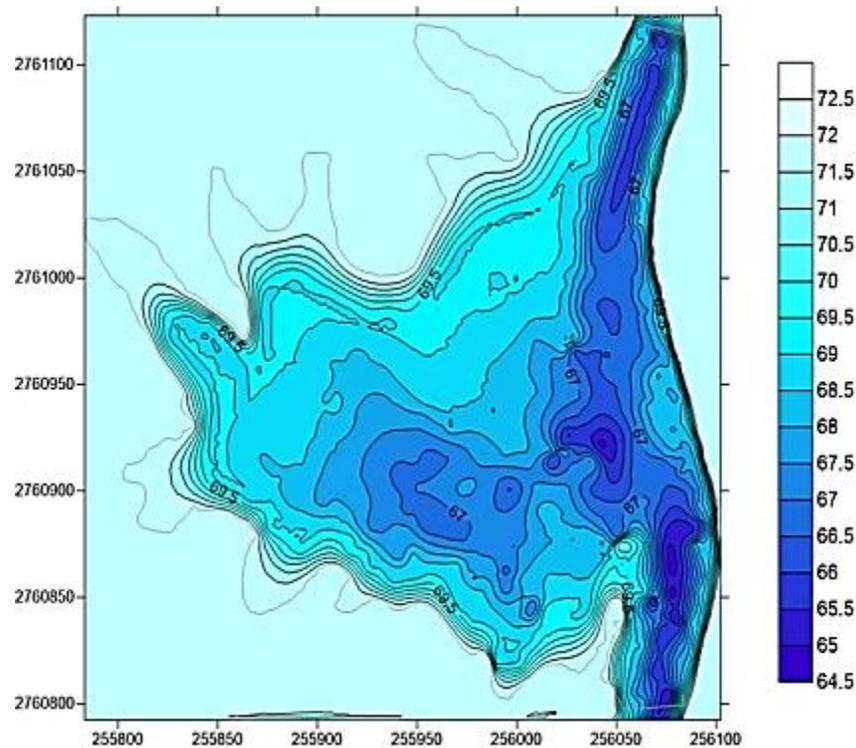
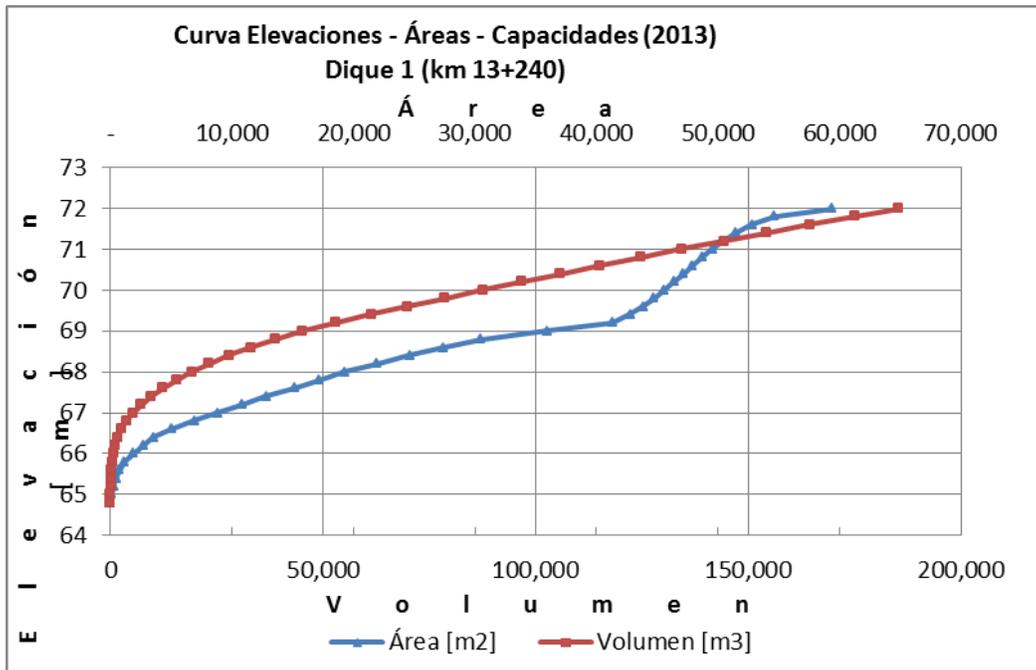


Ilustración 7.3. Dique 1 utilizando el programa “Surfer”.



Gráfica 7.1. Curva Elevaciones - Áreas - Capacidades (2013) del Dique 1.

Por consiguiente el ancho del canal para las diferentes cotas se obtiene de la tabla área vs cota (elevación) obtenido del estudio de batimetría que se llevó a cabo como parte de este proyecto. Asimismo las secciones de los diques son tan amplias, que el valor que se le da al talud no afecta a los cálculos hidráulicos.

El dique Acatita es el que presenta mayor pérdida de conducción, ya que se encuentra con mucha maleza (obstrucciones), por lo que en vez de actuar como regulador, constituye un obstáculo que produce que el flujo se remanse aún más. En este caso se genera una pérdida de carga de 1 metro, en 800 metros de largo, por lo que se obtienen coeficientes equivalentes de “manning” muy altos, arriba del 0.5.

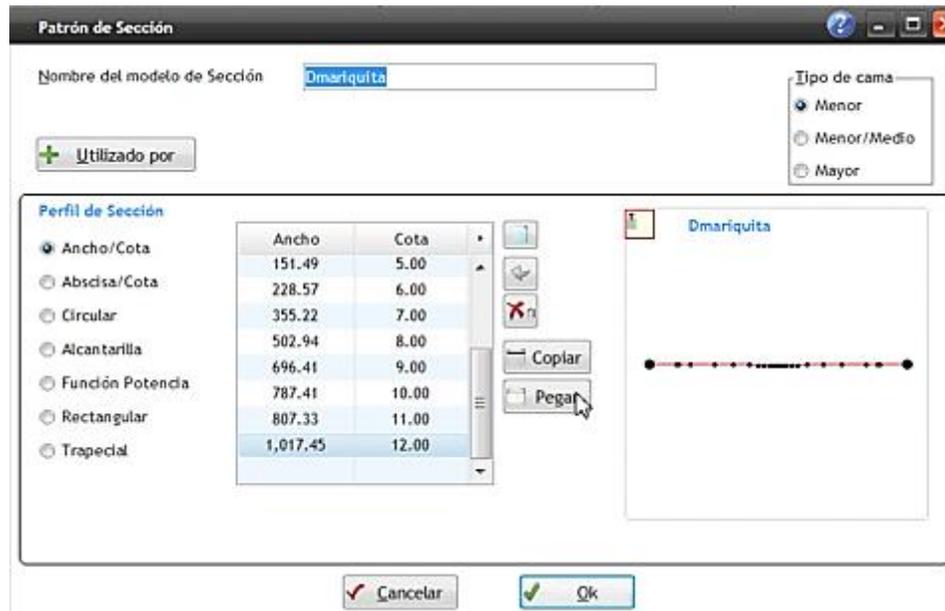


Ilustración 7.4. Sección compuesta del Dique Mariquita.

7.1.3. Representación y calibración de sifón y túnel; Sección compuesta

Una de las adecuaciones se implementa al caracterizar un sifón o un túnel, ya que es necesario proponer que estos trabajen a superficie libre, dado que el simulador “SIC²” trabaja bajo la ecuación de Saint – Venant, la cual no es funcional para flujos presurizados, por lo que se conforma una sección de canal compuesta por una sección circular y otra rectangular.

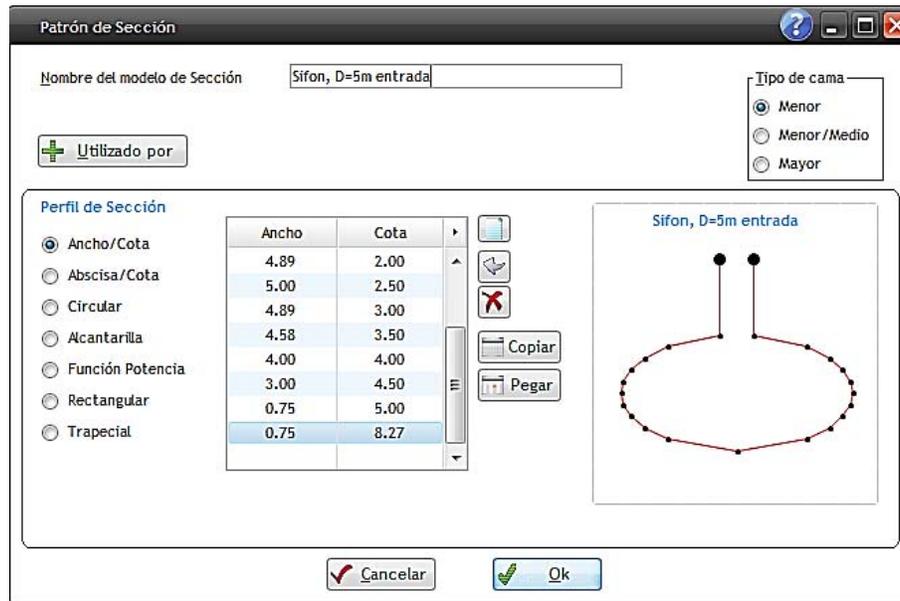


Ilustración 7.5. Caracterización de la sección compuesta del sifón.

Para determinar la sección compuesta (circular más rectangular), como aportación de este trabajo de tesis se propone la adopción de una función equivalente con la misma área y superficie de cortante que la que tiene la sección del sifón original (circular), con lo que se obtiene una pérdida energética similar ante un mismo caudal. Esto se muestra a continuación;

De la ecuación de Manning (Ec. 5.3),

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S_0^{1/2}$$

Se colocan los términos geométricos a un lado de la igualdad,

$$\frac{S_0^{1/2}}{nQ} = \frac{P^{2/3}}{A^{5/3}} \quad (7.1)$$

Posteriormente se procede a sustituir tanto la geometría de la sección circular, como de la sección compuesta.



- Sección circular;

$$\frac{S_0^{1/2}}{nQ} = \frac{(\pi D)^{2/3}}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)^{5/3}} \quad (7.2)$$

$$\left(\frac{S_0^{1/2}}{nQ}\right)^3 = \left(\frac{(\pi D)^{2/3}}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)^{5/3}}\right)^3 \quad (7.3)$$

$$\left(\frac{S_0^{1/2}}{nQ}\right)^3 = \frac{(\pi D)^2}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)^5} \quad (7.4)$$

$$\left(\frac{S_0^{1/2}}{nQ}\right)^3 = \frac{\pi^2 D^2}{\frac{\pi^5 D^{10}}{4^5}} \quad (7.5)$$

$$\left(\frac{S_0^{1/2}}{nQ}\right)^3 = \frac{4^5}{\pi^3 D^8} \quad (7.6)$$

- Sección compuesta;

$$\left(\frac{S_0^{1/2}}{nQ}\right)^3 = \frac{(\pi D - a_r + 2h)^2}{\left(\frac{\pi D^2}{4} + a_r h\right)^5} \quad (7.7)$$

$$\left(\frac{S_0^{1/2}}{nQ}\right)^3 = \frac{(\pi D - a_r + 2h)^2}{\frac{1}{4^5}(\pi D^2 + 4a_r h)^5} \quad (7.8)$$

$$\left(\frac{S_0^{1/2}}{nQ}\right)^3 = \frac{4^5(\pi D - a_r + 2h)^2}{(\pi D^2 + 4a_r h)^5} \quad (7.9)$$

Por último, se igualan los términos geométricos de la sección circular y sección compuesta;

$$\frac{4^5}{\pi^3 D^8} = \frac{4^5(\pi D - a_r + 2h)^2}{(\pi D^2 + 4a_r h)^5} \quad (7.10)$$



$$\frac{1}{\pi^3 D^8} = \frac{(\pi D - a_r + 2h)^2}{(\pi D^2 + 4a_r h)^5} \quad (7.11)$$

$$1 = \frac{\pi^3 D^8 (\pi D - a_r + 2h)^2}{(\pi D^2 + 4a_r h)^5} \quad (7.12)$$

Donde; D = Diámetro del sifón, a_r = ancho de la sección rectangular y h = profundidad desde la superficie libre del agua hasta el umbral superior del sifón.

Con la ecuación resultante, aplicada con D = 5 m y con los diversos valores de h referentes a cada sifón del canal, resulto la siguiente tabla.

Tabla 7.1. Anchos de las secciones rectangulares (a_r);

Sifón	Entrada		Bajada		Subida		Salida	
	h1	ar1	h2	ar2	h3	ar3	h4	ar4
Guasimas	3.27	0.80	12.09	0.72	11.82	0.72	3.84	0.80
La Boca	1.66	0.74	10.49	0.70	10.46	0.74	1.67	0.74
Arroyo Grande	1.83	0.75	10.86	0.73	10.06	0.74	1.90	0.76
El Limón	2.36	0.78	10.36	0.74	9.72	0.74	1.59	0.74

Se puede apreciar que los anchos de las secciones rectangulares de los sifones idealizados a superficie libre, no varían mucho respecto a las profundidades a las que se encuentran las secciones de estos. Se encuentran alrededor de 0.75 m.

Esta misma metodología se debe de seguir con los túneles, ya que al comenzar a ejecutar corridas en el simulador, con gastos mayores a la capacidad de conducción del túnel a superficie libre, este comenzara a trabajar presurizado al igual que lo que ocurre con un sifón. En estos puntos donde se tiene varios conductos (llamados ramales en el simulador), o sea, en sifones con más de un conducto, se requiere especificar el porcentaje del gasto que circula por cada uno de ellos.

En el ingreso de la configuración geométrica de un sifón o un túnel, se debe contar con cuatro secciones: transición canal trapecial a rectangular con plantilla a nivel de entrada al sifón/túnel; entrada con sección rectangular a la circular del sifón/túnel; conducto circular; salida con sección rectangular; transición de salida de sección rectangular con cota de plantilla a piso de salida del sifón/túnel a canal trapecial.



7.1.4. Representación y calibración de estructuras de control (represas)

En el caso de la represa, la cual cuenta con una sección singular, para configurar los elementos de dicha estructura; compuertas, vertedores, donde se selecciona el número de elementos, el tipo de estructura, su tamaño y cotas de fondo, la ecuación usada para describir su comportamiento y el coeficiente de descarga, es importante mencionar que el modelo solo considera el área por el cual circula el canal, por lo tanto las transiciones no deben considerar los muros entre compuertas. Por lo que en las estructuras de control se manejan tres secciones: entrada, compuertas y salida.

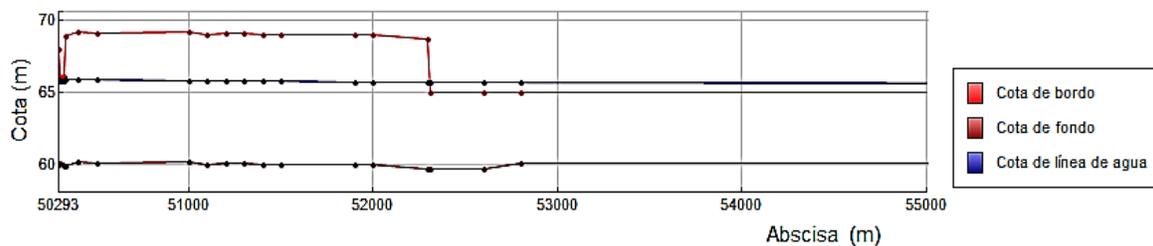


Ilustración 7.6. Perfil longitudinal de la represa 50+300 en el SIC^2.

En el caso de las estructuras de control, haciendo doble “Click” sobre la sección singular se presenta una ventana donde se configuran los elementos de la estructura, compuertas o vertedores. En esta ventana se selecciona el número de elementos, el tipo de estructura, su tamaño y cotas de fondo, la ecuación usada para describir su comportamiento y el coeficiente de descarga.

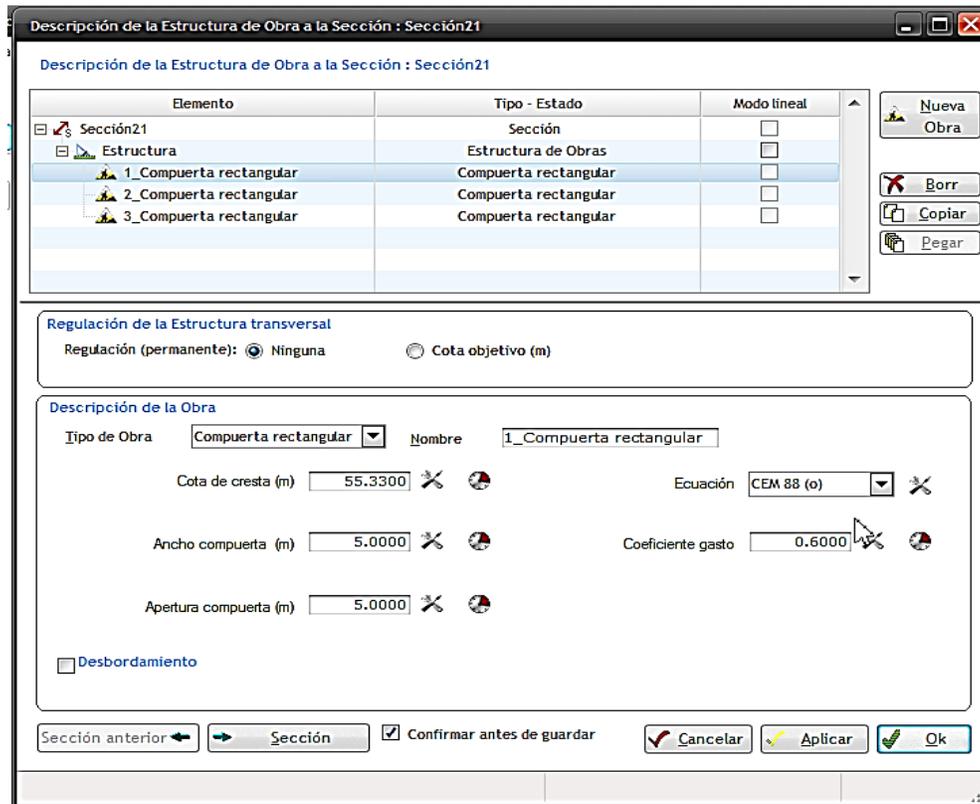


Ilustración 7.7. Ventana de configuración de los elementos de secciones singulares; represas.

7.1.5. Calibración del modelo numérico

Primeramente se acordó con la Conagua que no se modificará el gasto derivado por la obra de toma de la Presa Derivadora “Andrew Weiss” durante 2 semanas, las cuales fueron la última semana de febrero y primera de marzo, donde se tenía un gasto de 79.7 m³/s más menos 2%-3%. Esta variación del 2%-3% se estimó, ya que al comienzo de cada día se medía el caudal y se comparaba con el ultimo levantado el día anterior, el cual durante dicho periodo presentó variación entre estos porcentajes, los cuales son el margen de error con el que trabaja el equipo ultrasónico de efecto doppler que se implementó para la campaña de aforo.

Lo acordado fue para aforar tanto aguas arriba como aguas abajo de cada estructura, con ello obtener el gasto con su respectivo tirante del comienzo y final de cada tramo entre estructuras (represas, diques, sifones y un túnel). Así al momento de calibrar estos datos en el SIC, jugar con el coeficiente de fricción (n de manning) hasta que el tirante aguas arriba del tramo de canal presente el tirante medido en campo.

Para llevar a cabo la calibración hidráulica del modelo, primeramente y como ya anteriormente se explicó se consideró la metodología para realizar hidrometría en canales de riego (Obtención de gasto y niveles de la superficie libre del agua), seguida por los investigadores del IMTA, donde por medio de un sensor que envía ultrasonidos en el agua y que analiza el eco emitido por partículas en suspensión que se encuentran a diferentes profundidades, se logra determinar perfiles verticales de velocidad del agua. Dicho sensor para poder desplazarlo sobre la superficie del agua, está montado sobre un bote pequeño (tipo catamarán), el cual fue arrastrado por medio de un cable.

El trabajo de hidrometría se llevó a cabo en diversos tramos, principalmente aguas arriba y aguas abajo de las estructuras que, conforman al canal para verificar que pérdida de carga se presenta, como complemento se registró y constató la afluencia de arrastre y el depósito de sedimentos.

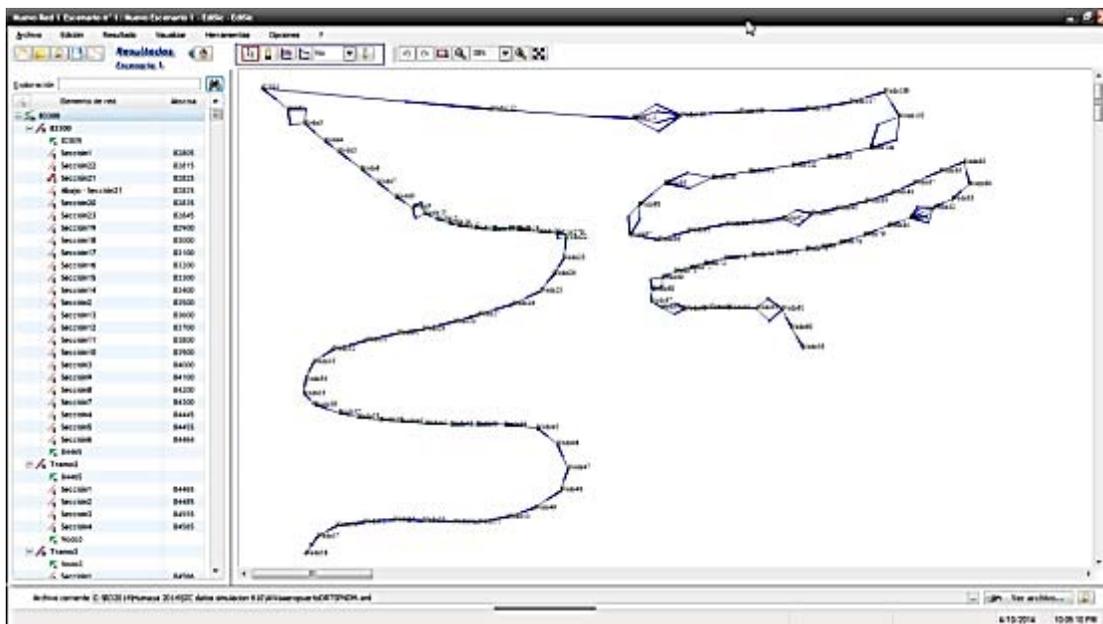


Ilustración 7.8. Ventana del Módulo de Resultados.

La calibración del Modelo SIC² consiste en ajustar los parámetros del mismo de tal forma que describa un comportamiento hidráulico similar al observado y medido físicamente en el canal CPH (en este caso nuestro prototipo), es decir se puedan reproducir los tirantes y gastos observados en escenarios similares. Los elementos de calibración en régimen permanente, son las ecuaciones de gasto de las

estructuras de control, con sus coeficientes de descarga y los coeficientes de Manning utilizados en las ecuaciones de flujo permanente.

Antes de calibrar la n de Manning de aguas abajo a aguas arriba, ya que es flujo subcrítico gradualmente variado, se distribuyó el gasto derivado por la obra de toma de la PD “Andrew Weiss”, ya que a lo largo del canal el caudal va disminuyendo debido a las tomas laterales y por toda la problemática en el CPH. Por consiguiente las estructuras de control, gastos en tomas, coeficientes de Manning, condiciones de frontera agua arriba y aguas abajo se ajustan de tal forma que reproduzcan los gastos y tirantes medidos en campo, así con ello se procede a analizar los escenarios u opciones a revisar. En régimen permanente todos los gastos, obra de toma y tomas laterales se consideran como impuestos, es decir fijos.

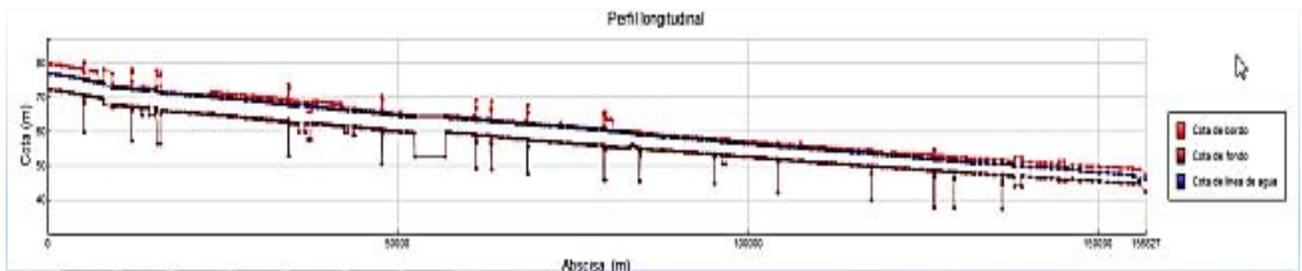


Figura 7.1. Perfil resultante del proceso de calibración del modelo SIC².

En la opción de parámetros se tienen cinco ventanas:

- 1- Tiempo,
- 2- Cálculo transitorio,
- 3- Cálculo Permanente,
- 4- Parámetros generales,
- 5- Selección de variables a escribir.

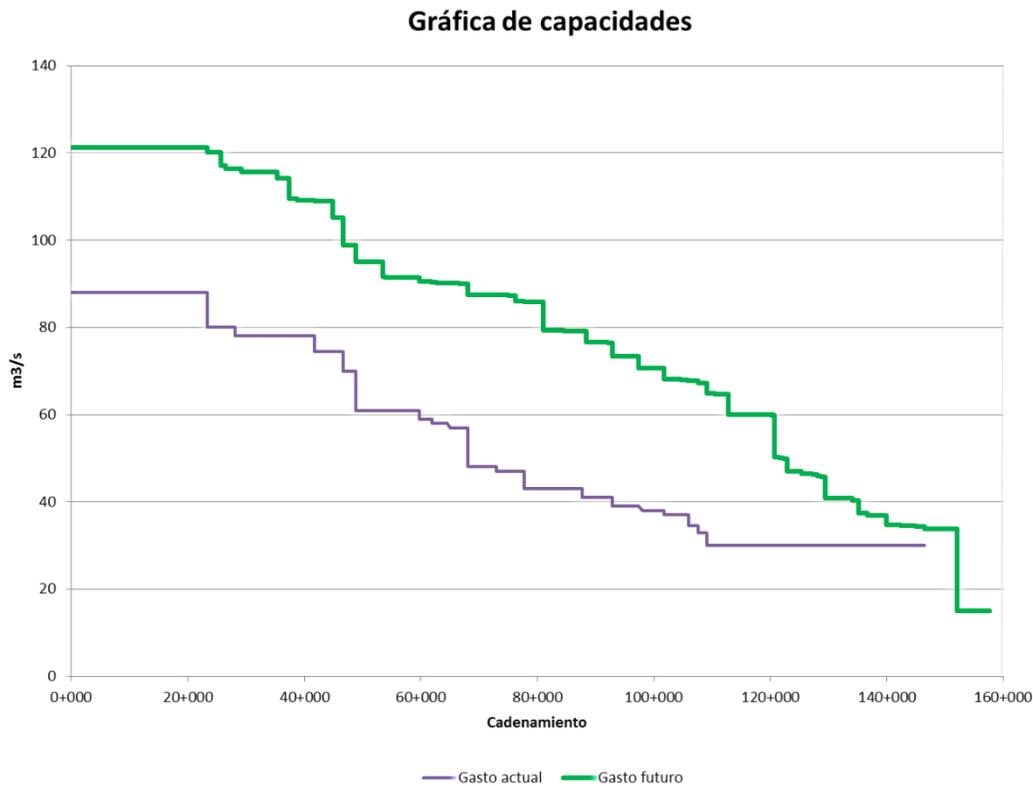
Las dos primeras son usadas para cálculo del régimen transitorio. En régimen permanente se especifica el coeficiente de relajación en las difluencias (0.7), máximo número de iteraciones en el sistema de malla (100), precisión en los nodos en metros (0.001), para el caso de los parámetros generales se seleccionan la opción de “Pérdida de carga automática en los alargamientos”. Los valores mencionados son los recomendados por el modelo “SIC²”.

Los datos obtenidos de la calibración del modelo en función a los datos medidos en campo, están reflejados en el Anexo 4.



7.2. Escenario 2; canal sobreelevado ($Q: 120 \text{ m}^3/\text{s}$)

En este escenario se presentan los niveles de operación que resultan en el SIC², conduciendo un gasto de $120 \text{ m}^3/\text{s}$ (Anexo 5). Para tal fin se consideró la distribución de caudales representada en la tabla; área capacidad, $120 \text{ m}^3/\text{s}$ en la obra de toma del canal (IMTA, 2013).



Gráfica 7.2. Gráfica de capacidades del canal (IMTA, 2013)

La gráfica anterior muestra la capacidad del canal por tramo calibrado y sobreelevado. Las restricciones que tiene es que el mismo patrón de cultivos actual debe cumplirse en proporción en cada uno de los módulos de riego (IMTA, 2013).

Los niveles se han estimado bajo la alternativa de un canal con rehabilitación general de tramos, la cual considera que el canal fue rehabilitado correctamente y se asume un coeficiente de Manning de 0.016 para los tramos de canales en donde no se han identificado pendientes negativas, es decir variaciones significativas de la pendiente a nivel local; y de 0.017 cuando se presentan contrapendientes con variaciones de cota de plantilla mayores a 10 cm en un tramo del canal. Todos los



canales son rehabilitados salvo el km 82+900 a km 84+300, donde se presenta un levantamiento de losas en la plantilla muy importante, del orden de un metro, y requiere una revisión más específica. Dicha alternativa asume las siguientes condicionantes:

- 1) Los gastos en los tramos se tomaron a partir de la tabla área capacidad determinada en la actividad 2, donde se presenta un gasto inicial de $120 \text{ m}^3/\text{s}$ en la Presa Andrew Weiss y un gasto de $35 \text{ m}^3/\text{s}$ que ingresa al dique del Aeropuerto (en el km 156+000). Cabe destacar que aguas abajo del km 156+000 no es necesario realizar actividades de sobreelevación.
- 2) Los coeficientes de Manning obtenidos, durante el proceso de calibración, para los Diques y Sifones se toman tal y como resultaron. Esta decisión se adoptó considerando que por el momento no se pretende rehabilitar estas estructuras.
- 3) En el caso de las estructuras de control, estas se asumen totalmente abiertas sin restricciones por parte de las compuertas. Se considera un coeficiente de Manning de 0.019 similar al obtenido durante el proceso de calibración en compuertas totalmente abiertas. Lo anterior reproduce las pérdidas de energía observadas por las transiciones en las estructuras de control.

Al aumentar la capacidad de conducción del canal, es requerida la sobreelevación en cada uno de los tramos que conforman el CPH, hasta el cadenamiento 144+000 (Dique cacachila).

Como caso particular, una vez analizado el comportamiento hidráulico del sistema para $120 \text{ m}^3/\text{s}$, se propone la presurización del túnel del Tecorito, en lugar de sugerir un nuevo conducto paralelo. Los resultados de la simulación indican que esta propuesta es factible y que las velocidades y esfuerzos a que se verá sometido el túnel no lo ponen en riesgo

Los datos obtenidos de esta simulación del modelo, están reflejados en el Anexo 5.

7.2.1. Capacidad de conducción del túnel “Tecorito”

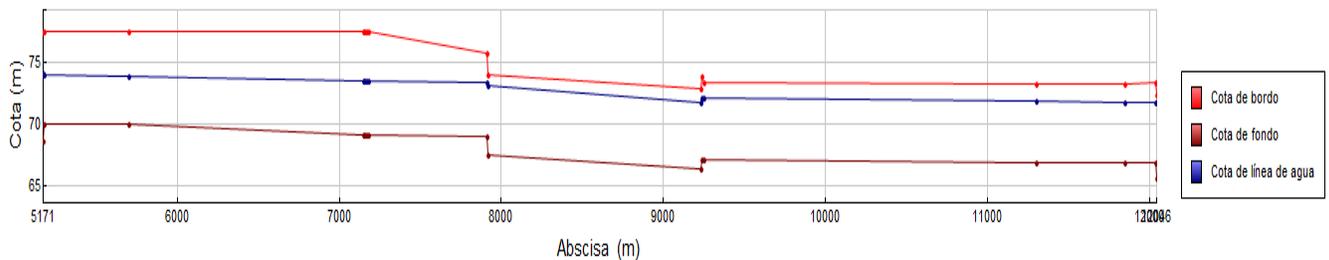
El estudio de la capacidad de conducción del túnel “Tecorito” es de importancia, ya que es la estructura con mayor influencia en el canal, por lo que se realizaron corridas con diversos gastos; 80, 85, 90, 91.5, 92.5, 95, 100, 105, 110, 115 y $120 \text{ m}^3/\text{s}$, considerando que el túnel se encuentra en estado actual de conservación (n



de Manning = 0.0168) y que cuenta con escalón a la entrada y salida de dicho túnel. Por consiguiente se generaron los siguientes perfiles de flujo.

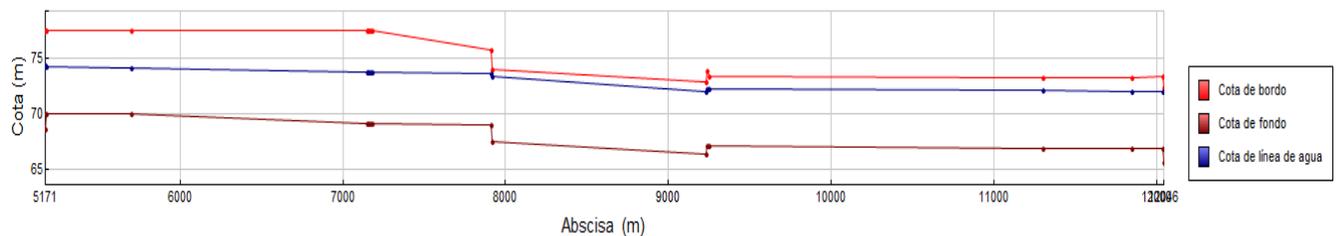
a) Perfil de flujo permanente; $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.0168$

Sección	Abscisa (m)	Cota del lecho (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Nivel de agua (msnm)	Ancho superior (m)	Velocidad total (m/s)	Superficie mojada (m)	Froude (adim)	Carga total (msnm)
Transición 1	7910	69.01	75.76	80.000	73.383	16.932	1.596	50.137	0.296	73.512
Entrada al Túnel	7920	67.58	74.08	80.000	73.113	4.392	2.787	28.705	0.348	73.509
Salida del Túnel	9230	66.37	72.87	80.000	71.797	4.521	2.834	28.232	0.362	72.206
Transición 2	9240	67.13	73.9	80.000	72.115	18.462	1.312	60.970	0.231	72.203



b) Perfil de flujo permanente; $Q = 85 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.0168$

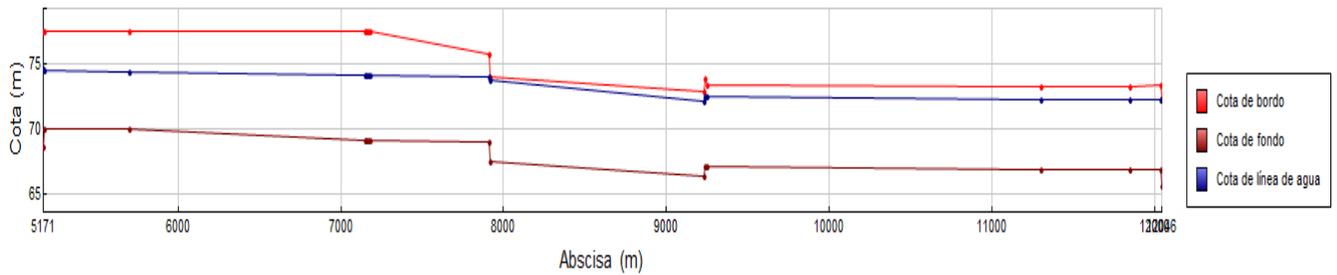
Sección	Abscisa (m)	Cota del lecho (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Nivel de agua (msnm)	Ancho superior (m)	Velocidad total (m/s)	Superficie mojada (m)	Froude (adim)	Carga total (msnm)
Transición 1	7910	69.01	75.76	85.000	73.678	17.669	1.539	55.241	0.278	73.798
Entrada al Túnel	7920	67.58	74.08	85.000	73.381	3.963	2.849	29.839	0.331	73.795
Salida del Túnel	9230	66.37	72.87	85.000	71.981	4.296	2.926	29.046	0.359	72.418
Transición 2	9240	67.13	73.9	85.000	72.327	18.993	1.309	64.946	0.226	72.414





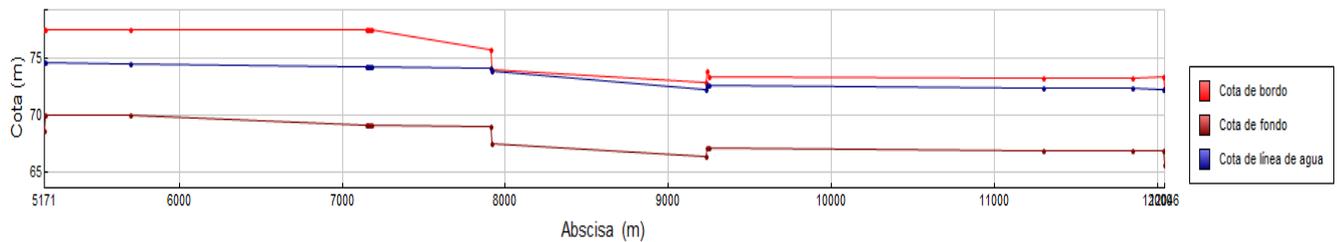
c) Perfil de flujo permanente; $Q = 90 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.0168$

Sección	Abscisa (m)	Cota del lecho (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Nivel de agua (msnm)	Ancho superior (m)	Velocidad total (m/s)	Superficie mojada (m)	Froude (adim)	Carga total (msnm)
Transición 1	7910	69.01	75.76	90.000	74.051	18.603	1.451	62.013	0.254	74.158
Entrada al Túnel	7920	67.58	74.08	90.000	73.723	2.388	2.910	30.925	0.258	74.155
Salida del Túnel	9230	66.37	72.87	90.000	72.167	3.984	3.018	29.821	0.352	72.631
Transición 2	9240	67.13	73.9	90.000	72.541	19.528	1.303	69.065	0.221	72.628



d) Perfil de flujo permanente; $Q = 91.5 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.0168$

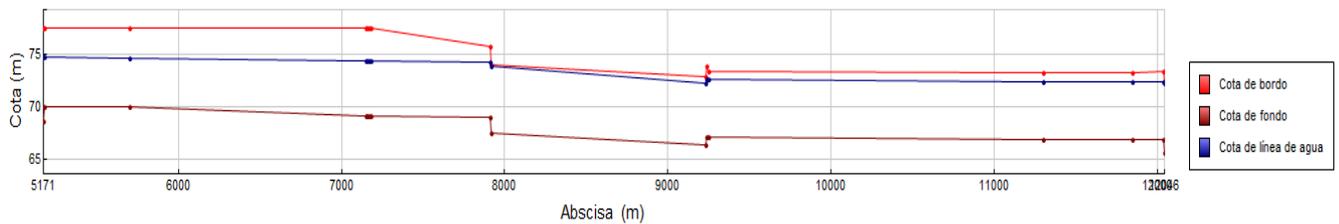
Sección	Abscisa (m)	Cota del lecho (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Nivel de agua (msnm)	Ancho superior (m)	Velocidad total (m/s)	Superficie mojada (m)	Froude (adim)	Carga total (msnm)
Transición 1	7910	69.01	75.76	91.500	74.181	18.926	1.420	64.442	0.246	74.283
Entrada al Túnel	7920	67.58	74.08	91.500	73.841	1.847	2.935	31.174	0.228	74.280
Salida del Túnel	9230	66.37	72.87	91.500	72.221	3.733	3.047	30.031	0.343	72.694
Transición 2	9240	67.13	73.9	91.500	72.605	19.687	1.301	70.313	0.220	72.691





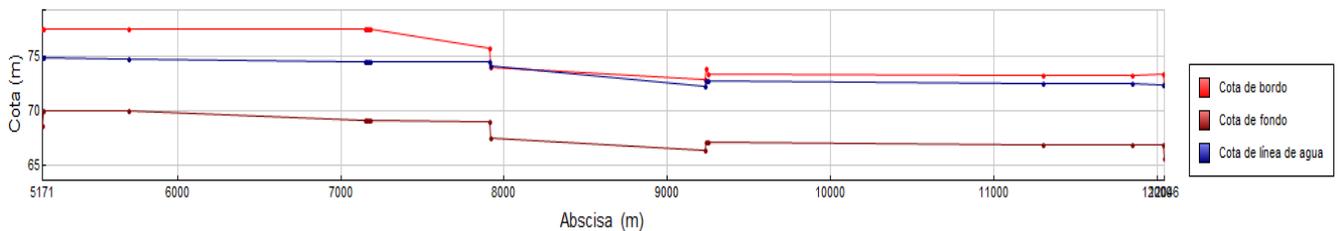
e) Perfil de flujo permanente; $Q = 92.5 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.0168$

Sección	Abscisa (m)	Cota del lecho (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Nivel de agua (msnm)	Ancho superior (m)	Velocidad total (m/s)	Superficie mojada (m)	Froude (adim)	Carga total (msnm)
Transición 1	7910	69.01	75.76	92.500	74.255	19.113	1.405	65.858	0.242	74.356
Entrada al Túnel	7920	67.58	74.08	92.500	73.907	1.545	2.957	31.285	0.210	74.352
Salida del Túnel	9230	66.37	72.87	92.500	72.243	3.631	3.072	30.112	0.341	72.724
Transición 2	9240	67.13	73.9	92.500	72.634	19.760	1.305	70.891	0.220	72.721



f) Perfil de flujo permanente; $Q = 95 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.0168$

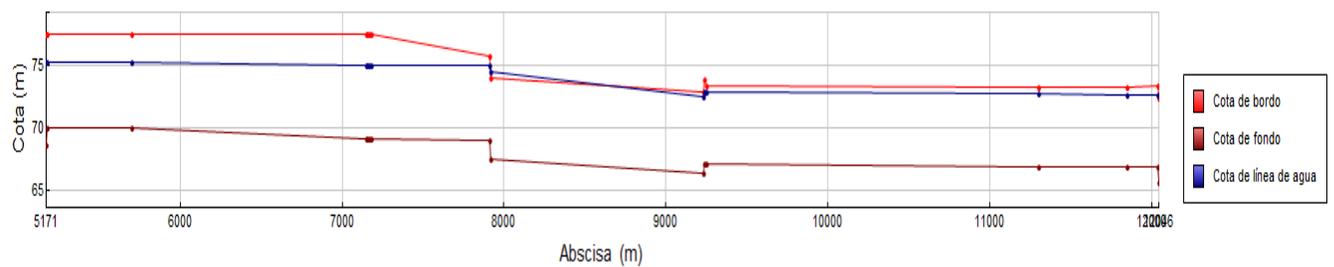
Sección	Abscisa (m)	Cota del lecho (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Nivel de agua (msnm)	Ancho superior (m)	Velocidad total (m/s)	Superficie mojada (m)	Froude (adim)	Carga total (msnm)
Transición 1	7910	69.01	75.76	95.000	74.484	19.686	1.351	70.309	0.228	74.578
Entrada al Túnel	7920	67.58	74.08	95.000	74.110	0.010	3.018	31.473	0.017	74.574
Salida del Túnel	9230	66.37	72.87	95.000	72.319	3.281	3.128	30.375	0.328	72.818
Transición 2	9240	67.13	73.9	95.000	72.727	19.993	1.306	72.746	0.219	72.814





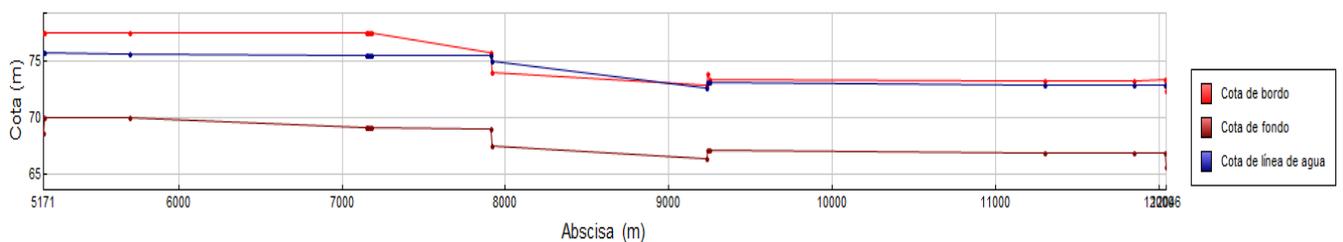
g) Perfil de flujo permanente; $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.0168$

Sección	Abscisa (m)	Cota del lecho (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Nivel de agua (msnm)	Ancho superior (m)	Velocidad total (m/s)	Superficie mojada (m)	Froude (adim)	Carga total (msnm)
Transición 1	7910	69.01	75.76	100.000	75.006	20.989	1.236	80.910	0.201	75.084
Entrada al Túnel	7920	67.58	74.08	100.000	74.566	0.010	3.177	31.477	0.018	75.080
Salida del Túnel	9230	66.37	72.87	100.000	72.487	2.509	3.240	30.861	0.295	73.022
Transición 2	9240	67.13	73.9	100.000	72.932	20.506	1.300	76.897	0.214	73.018



h) Perfil de flujo permanente; $Q = 105 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.0168$

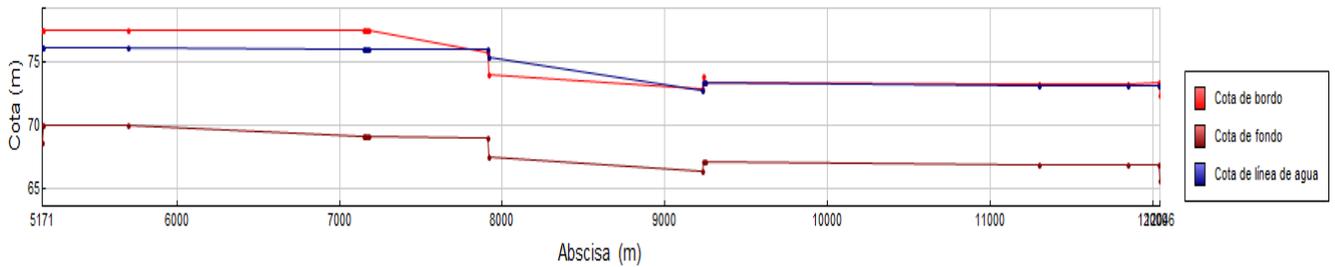
Sección	Abscisa (m)	Cota del lecho (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Nivel de agua (msnm)	Ancho superior (m)	Velocidad total (m/s)	Superficie mojada (m)	Froude (adim)	Carga total (msnm)
Transición 1	7910	69.01	75.76	105.000	75.497	22.216	1.147	91.514	0.180	75.564
Entrada al Túnel	7920	67.58	74.08	105.000	74.993	0.010	3.335	31.482	0.019	75.560
Salida del Túnel	9230	66.37	72.87	105.000	72.652	1.748	3.364	31.212	0.254	73.229
Transición 2	9240	67.13	73.9	105.000	73.140	21.025	1.293	81.208	0.210	73.225





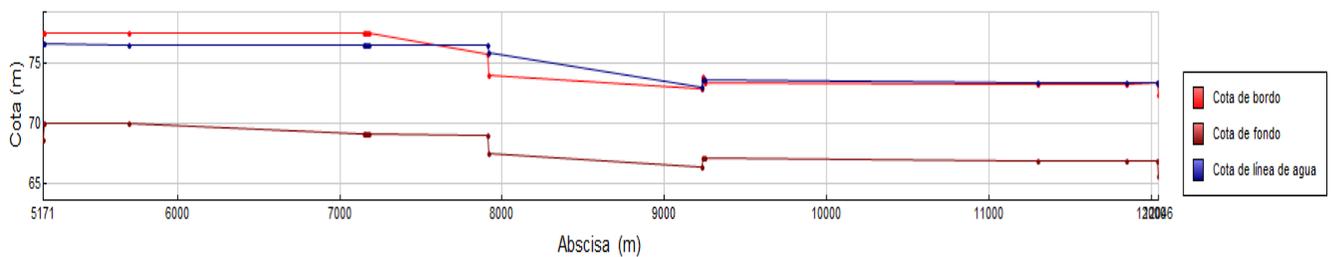
i) Perfil de flujo permanente; $Q = 110 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.0168$

Sección	Abscisa (m)	Cota del lecho (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Nivel de agua (msnm)	Ancho superior (m)	Velocidad total (m/s)	Superficie mojada (m)	Froude (adim)	Carga total (msnm)
Transición 1	7910	69.01	75.76	110.000	75.988	22.875	1.071	102.661	0.161	76.046
Entrada al Túnel	7920	67.58	74.08	110.000	75.421	0.010	3.494	31.486	0.020	76.043
Salida del Túnel	9230	66.37	72.87	110.000	72.827	0.945	3.498	31.447	0.194	73.450
Transición 2	9240	67.13	73.9	110.000	73.362	21.581	1.280	85.947	0.205	73.446



j) Perfil de flujo permanente; $Q = 115 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.0168$

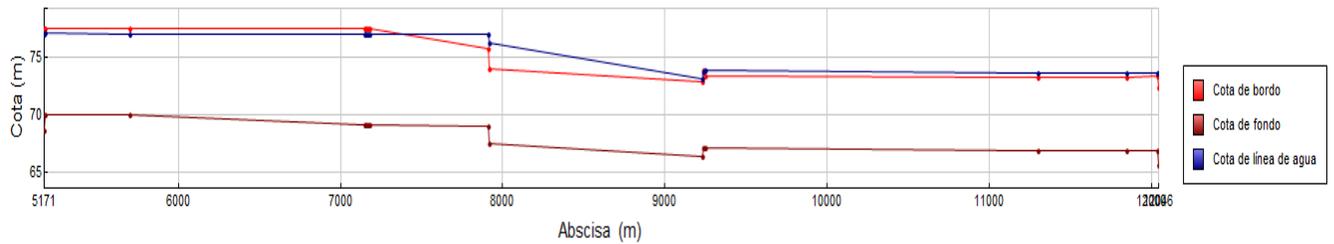
Sección	Abscisa (m)	Cota del lecho (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Nivel de agua (msnm)	Ancho superior (m)	Velocidad total (m/s)	Superficie mojada (m)	Froude (adim)	Carga total (msnm)
Transición 1	7910	69.01	75.76	115.000	76.468	22.875	1.012	113.649	0.145	76.520
Entrada al Túnel	7920	67.58	74.08	115.000	75.837	0.010	3.652	31.490	0.021	76.517
Salida del Túnel	9230	66.37	72.87	115.000	73.000	0.010	3.654	31.474	0.021	73.681
Transición 2	9240	67.13	73.9	115.000	73.595	22.162	1.263	91.030	0.199	73.676





k) Perfil de flujo permanente; $Q = 120 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.0168$

Sección	Abscisa (m)	Cota del lecho (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Nivel de agua (msnm)	Ancho superior (m)	Velocidad total (m/s)	Superficie mojada (m)	Froude (adim)	Carga total (msnm)
Transición 1	7910	69.01	75.76	120.000	76.964	22.875	0.960	125.000	0.131	77.011
Entrada al Túnel	7920	67.58	74.08	120.000	76.268	0.010	3.810	31.494	0.022	77.008
Salida del Túnel	9230	66.37	72.87	120.000	73.180	0.010	3.812	31.476	0.022	73.921
Transición 2	9240	67.13	73.9	120.000	73.837	22.768	1.244	96.476	0.193	73.916



Los tirantes normales (Y_n) que se presentan dentro del túnel, se obtienen implementando las siguientes ecuaciones:

$$aB = \cos^{-1} \left(1 - \frac{2Y_n}{D} \right) \quad (7.13)$$

$$P = D * aB \quad (7.14)$$

$$A = \frac{D^2}{4} (B - \sin aB * \cos aB) \quad (7.15)$$

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (7.16)$$

Donde P es el perímetro mojado (m); A es el área hidráulica (m^2) y Q es el gasto (m^3/s).

A continuación se presentan los respectivos tirantes normales, obtenidos en cada simulación de este segundo escenario (S del túnel = 0.000924).



Tabla 7.2. Tirantes normales en el túnel Tecorito, bajo diferentes gastos.

Gasto (m^3/s)	Yn (m)	Yn/D
80	5.189	0.798
85	5.569	0.857
90	6.142	0.945
91.5	6.177	0.950
92.5	6.198	0.954
95	6.252	0.962
100	6.349	0.977
105	6.437	0.990
110	6.517	1.003
115	6.592	1.014
120	6.663	1.025

Para la sección circular, Yarnell-Woodward y Bullock determinaron experimentalmente un crecimiento constante del gasto hasta llegar a un máximo, que corresponde a $y/D = 0.95$, y después disminuye (Sotelo Ávila, 2002).

Por lo tanto el gasto máximo que puede transitar por el Túnel "Tecorito", trabajando a superficie libre es de $91.5 m^3/s$, ya que con mayor caudal comenzaría a trabajar a presión. Con lo cual se corrobora que el modelo simuló de forma correcta, ya que hasta dicho gasto no se presenta una carga que sobre pase el umbral superior del túnel.

Una vez que el túnel comienza a trabajar como conducto presurizado, la velocidad del caudal dentro de dicha estructura aumenta, asimismo la velocidad aguas abajo del túnel es mayor. Esto debido que al transitar un gasto mayor al máximo, la carga hidráulica crece más rápidamente.

De la tabla de tirantes normales se puede comentar que, si se pretende hacer transitar mayor caudal que $91.5 m^3/s$ por el Canal Principal Humaya, sin permitir que el túnel trabaje a presión, es necesario ampliar la sección del túnel, adjuntar otro túnel o canal lateral.

8. OBTENCIÓN DE RESULTADOS

Del análisis comparativo realizado tanto a nivel conceptual, como de simulación en el programa SIC², para contrastar la caracterización hidráulica de canales deteriorados y conservados, en base a la configuración del canal principal del



Distrito de Riego no. 010, Cuenca Pacifico Norte. Se aprecia que el flujo uniforme permanente tiene aplicaciones limitadas en la ingeniería, ya que los resultados obtenidos de esta hipótesis se comprende que son aproximados y generales, asimismo se corroborará que el flujo transitorio es más comúnmente encontrado en problemas de ingeniería.

Por lo que es altamente recomendable realizar una revisión integral del sistema ante diferentes escenarios y considerando el efecto de las diferentes estructuras de control, para tal fin no basta un análisis a flujo permanente sino que se debe incluir la revisión en flujo transitorio para conocer la velocidad de respuesta del canal ante la variación de la demanda entre otros factores que influyen en su funcionamiento hidráulico.

8.1. Cálculo inverso de las campañas de medición; Coeficiente de Manning

En general el estado físico del revestimiento observado (50% del total del talud, el resto se encontraba bajo el agua), tomando en cuenta la edad de la infraestructura, se puede considerar como regular, sin embargo esta situación ha provocado que el coeficiente de rugosidad actual, sea notablemente alto con relación a las características de diseño original.

Por consiguiente del análisis a flujo permanente, durante la calibración del modelo, se destaca que la selección del coeficiente de Manning no solo contempla las pérdidas por fricción (esfuerzo cortante), sino las pérdidas locales, por ampliaciones, reducciones, obstrucciones y por cambios de dirección, entre otras (condición por lo que no se maneja como un coeficiente de fricción). Por lo que es uno de los factores de mayor relevancia en la revisión y estudio del comportamiento de un canal como lo es el Canal Principal Humaya, ya que en él se pueden considerar los efectos que producen diversas estructuras o irregularidades, como lo son:

- a) Grietas, vegetación, levantamientos de la losa y madrigueras,
- b) Asentamientos y deslizamientos en las márgenes del canal,
- c) Socavación, debido a la incorrecta compactación del talud y diseño estructural,
- d) Invasión de parte de las estructuras de los puentes vehiculares, peatonales y de aforo, dentro del área hidráulica de las secciones transversales del canal,
- e) Ampliaciones inadecuadas realizadas en represas,
- f) Los cambios de pendiente de positivas a negativas (contrapendientes).
- g) Reducciones en las secciones transversales



De aquí que los coeficientes de Manning resulten, por lo general, superiores a los que tradicionalmente se utilizan para estimar los efectos de cortante, o sea, la fricción en canales.

8.2. Análisis operativo del funcionamiento diques-CPH, considerando la situación actual.

Los diques carecen de estructuras de control y por los niveles de agua que manejan no es posible llevar a cabo una operación, con excepción del dique Aeropuerto que, por los desniveles que presenta el canal y las estructuras de control instaladas en el mismo es posible llevar a cabo un adecuado manejo.

La presencia de maleza acuática y la acumulación de azolve ocasionan una disminución del nivel del agua permitiendo el desplazamiento de la maleza acuática por maleza terrestre y el posterior establecimiento de malezas de alto porte (árboles). Todo lo anterior ocasiona obstrucción en el tránsito del agua a través del dique, originando pérdidas de carga. Esta condición influye significativamente en la capacidad de conducción y de respuesta del canal, por lo que se debe establecer una política de conservación y limpieza continua de diques, por lo menos en lo que se refiere en la línea de flujo predominante que une el extremo del tramo de canal de ingreso y el inicio del tramo de salida del dique. Las pérdidas de carga medidas en los diques se muestran en la tabla 8.1.

Tabla 8.1. Pérdidas de carga determinadas en campo generadas en los diques.

Nombre del dique	Cotas		Pérdidas de Carga (m)
	Entrada (msnm)	Salida (msnm)	
1 (Uno)	72.753	72.486	0.267
2 (Dos)	72.281	72.134	0.147
Batamote y Arroyo Prieto	67.818	67.651	0.167
Agua Fría e Hilda	66.54	66.342	0.198
Mariquita	64.52	64.37	0.150
Palos Amarillos	57.315	57.21	0.105
Acatita	50.494	50.006	0.488
Cacachila	49.461	49.279	0.182
Aeropuerto	Las condiciones de operación durante la visita, no permitieron llevar a cabo la determinación de las pérdidas de carga.		

En general en los diques, de acuerdo a sus características propias, además de la acumulación de azolve, se observa que se encuentran infestados de lirio (Fotografía

8.1), así mismo en las orillas de los diques se ha desarrollado maleza terrestre fibrosa (Fotografía 8.2), disminuyendo en forma considerable la capacidad de almacenamiento original y por lo tanto propiciando la acumulación de azolve.



Fotografía 8.1. Dique Mariquita infestado de lirio.



Fotografía 8.2. Dique Palos Amarillos presenta maleza leñosa.

En general las terracerías de los bordos de los diques, se encuentran en buen estado, ya que están constituidos por un corazón impermeable compactado, rodeado de rezaga del producto de la excavación del canal, los taludes tanto aguas arriba como aguas abajo varían entre 1.5:1 y 2:1. Algunos de ellos forman parte de los caminos vecinales revestidos de la región y su mantenimiento es constante por la SCT. Se observó que en algunos de los taludes aguas abajo de los bordos se desarrolla maleza terrestre.



8.3. Análisis hidráulico de los 16 sifones ubicados entre la bocatoma de la PD “Andrew Weiss” y el Dique “Aeropuerto”, del CPH.

Se realizó un análisis hidráulico de 16 sifones que se encuentran en el Canal Principal Humaya, entre la bocatoma de la PD “Andrew Weiss” (cadenamiento 0+000) y el dique “Aeropuerto” (cadenamiento 156+920). De los cuales los conductos 2, 5 y 10 de la siguiente tabla cuentan con propuesta de ampliación, esto con el propósito de valorar que tanto apoya en la disminución de la carga, la colocación de más conductos en los sifones.

Tabla 8.2. Sifones ubicados a lo largo del CPH.

No.	Nombre del sifón	Encadenamiento 2014 (Entrada al Sifón)
1	Guasimas	5+114.97
2	La Boca	11+981.85
3	Arroyo Grande	15+504.64
4	El Limón	34+324.13
5	La Campana	47+674.47
6	Agua pepe	61+084.22
7	El Carrizo	63+275.40
8	Pericos	68+484.98
9	Chico Ruiz	79+409.39
10	Coyotes	84+465.95
11	Zapotillo	95+180.37
12	El Quelite	104+279.30
13	Palos Blancos	117+621.54
14	El Gato	126+626.23
15	Piedra Bola	129+460.06
16	Carricitos	136+323.68

Se calcula el tirante aguas arriba de la estructura, donde la suma de pérdidas de carga se consideró de dos maneras:

1. Contemplando la pérdida por fricción, las pérdidas locales por transición y rejilla tanto aguas arriba como aguas abajo, las pérdidas locales por el primer y segundo cambio de dirección, pérdidas por entrada y salida del sifón.
2. Contemplando todas las pérdidas ya mencionadas, a excepción de las pérdidas por rejilla tanto de aguas arriba como de aguas abajo.

Las pérdidas por entrada (h_E), se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$h_E = 0.23 \left(\frac{V_{\text{aguas arriba}} - V_{\text{aguas abajo}}}{2g} \right)^2 \quad (8.1)$$



Pérdidas por salida (h_s);

$$h_s = 0.1 \left(\frac{V_{\text{aguas arriba}} - V_{\text{aguas abajo}}}{2g} \right)^2 \quad (8.2)$$

Pérdida por cambio de dirección (h_c);

$$h_d = K_c \sqrt{\frac{\Delta^\circ}{90^\circ}} \frac{V^2}{2g} \quad (8.3)$$

Donde $K_c=0.25$, es el coeficiente por cambio de dirección.

La sumatoria de pérdidas de energía se llevó a cabo de las dos formas consideradas, con el objeto de apreciar las diferencias al momento de la operación de la estructura.

Por lo tanto la diferencia entre pérdidas de carga de los escenarios (sin sifones agregados y con sifones agregados), sin y con rejillas respectivamente, resulta;

Tabla 8.3. Resumen Análisis Hidráulico de Sifones con conductos agregados.

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE SIFONES												
Estructura	Escenario 1; sin sifones agregados					Escenario 2; con sifones agregados					Diferencia entre Pérdidas de carga	
	Tirante -sección 1-	Suma de pérdidas sin rejillas	Tirante menos pérdidas	Suma de pérdidas con rejillas	Tirante menos pérdidas	Tirante -sección 1-	Suma de pérdidas sin rejillas	Tirante menos pérdidas	Suma de pérdidas con rejillas	Tirante menos pérdidas	Entre Escenarios; sin rejillas	Entre Escenario; con rejillas
km CNA	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
Sifon 12+047	6.6870	0.3785	6.3084	0.5250	6.1620	6.3934	0.1749	6.2184	0.2425	6.1509	0.2036	0.2825
Sifon 46+237.3	6.0089	0.4238	5.5850	0.5788	5.4301	5.6725	0.1834	5.4892	0.2590	5.4135	0.2405	0.3198
Sifon 79+296	5.8606	0.6289	5.2318	0.8211	5.0395	5.3660	0.2710	5.0951	0.3562	5.0098	0.3579	0.4649

En conjunto entre los sifones se puede transitar el caudal requerido, sin embargo la diferencia de pérdida de carga obtenida, entre el no adjuntar mayor número de conductos (Escenario 1; en sifones) y ampliar el área hidráulica (Escenario 2; en sifones), resulta mínima con respecto a las dimensiones del CPH, por lo que la sobreelevación a realizar en el canal absorbe dicha carga.

Con los resultados generados del SIC², se obtuvo el valor ingresado como tirante aguas abajo de la estructura (Tirante SIC²).



Tabla 8.4. Resumen Análisis hidráulico de sifones, en su configuración geométrica actual.

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE SIFONES						
Estructura	Perdidas de carga					
	Tirante -sección 1-	Suma de pérdidas sin rejillas	Tirante menos pérdidas	Suma de pérdidas con rejillas	Tirante menos pérdidas	Diferencia entre pérdidas
km CNA	m	m	m	m	m	m
5+120	6.9150	0.3472	6.5678	0.4936	6.4214	0.1464
15+284	7.0691	1.4533	5.6158	1.5997	5.4693	0.1464
34+400	5.4954	0.2267	5.2687	0.3085	5.1869	0.0818
55+964	5.8761	0.3812	5.4949	0.5152	5.3609	0.1340
58+155	5.6639	0.3682	5.2957	0.5022	5.1617	0.1340
63+361	5.7322	0.4596	5.2725	0.5937	5.1385	0.1340
74+280	5.6450	0.3835	5.2615	0.4704	5.1747	0.0869
90+988	5.3832	0.4000	4.9832	0.5512	4.8320	0.1512
99+884	4.8650	0.2477	4.6173	0.3414	4.5236	0.0937
113+250	5.1117	0.3296	4.7821	0.4548	4.6570	0.1252
122+115	4.7942	0.2728	4.5214	0.3745	4.4197	0.1017
125+199	4.3901	0.2530	4.1371	0.3547	4.0354	0.1017
132+080	3.7914	0.0794	3.7120	0.1512	3.6403	0.0717

Los datos obtenidos del análisis hidráulico de 2 sifones a calibrar en el modelo, en función a los datos medidos en campo, están reflejados en el anexo 6.

8.4. Análisis hidráulico de 2 represas localizadas en el CPH

Se realizó un análisis hidráulico de 2 represas que se encuentran en el Canal Principal Humaya; represa 50+300 (CNA 48+000) y represa 87+725.90 (CNA 83+000). Las cuales cuentan con propuesta de ampliación, esto con el propósito de valorar que tanto apoya en la disminución de la carga la colocación de una compuerta más en las represas.

En las represas se logra aumentar la capacidad de este punto de operación a 105 m³/s y 90 m³/s, respectivamente. En conjunto entre las compuertas se puede transitar el caudal requerido, sin embargo la diferencia de pérdida de carga obtenida, entre esta solución (Escenario 2; en represas) y el no adjuntar otra

compuerta resulta mínima, por lo que la sobreelevación a realizar en el CPH absorbe dicha carga.

Con los resultados generados del SIC², se obtuvo el valor ingresado como tirante aguas abajo de la estructura (Tirante SIC²). Con lo que se procedió a calcular los tirantes y elevaciones del nivel del agua, de los diversos puntos que conforman la represa;

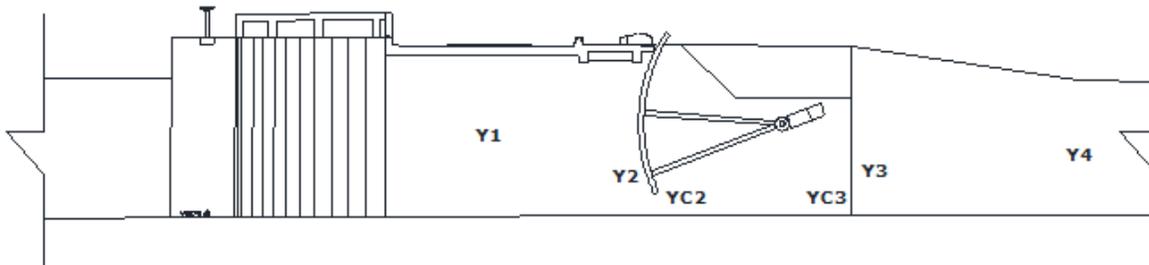


Figura 8.1. Representación de los tirantes presentados en la represa.

Tabla 8.5. Resumen Análisis Hidráulico de Represas

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE REPRESAS															
Estructura	Escenario	Tirantes						ELEVACIONES DEL NIVEL DEL AGUA						Perdida de carga total	Diferencia entre pérdidas de carga
		Y1	Y2	YC2	YC3	Y3	Y4	H1	H2	HC2	HC3	H3	H4		
		m	m	M	m	m	m	Msnm	msnm	Msnm	msnm	Msnm	msnm		
Represa 48+000	1; Sin compuerta agregada	5.349	5.272	5.204	5.193	5.154	5.207	65.559	65.482	65.414	65.403	65.364	65.417	0.127	0.028
	2; Con compuerta agregada	5.317	5.242	5.346	5.342	5.154	5.207	65.527	65.452	65.556	65.552	65.364	65.417	0.099	
Represa 83+000	1; Sin compuerta agregada	5.193	5.183	5.138	5.174	5.158	5.271	59.983	59.943	59.898	59.894	59.878	59.941	0.046	0.016
	2; Con compuerta agregada	5.176	5.165	5.224	5.262	5.158	5.271	59.966	59.925	59.984	59.982	59.878	59.941	0.029	

Los datos obtenidos del análisis hidráulico de una represa a calibrar en el modelo, en función a los datos medidos en campo, están reflejados en el Anexo 6.



8.5. Análisis conceptual del flujo transitorio en base a los datos del subcapítulo 6.4.1 y Anexo 3

La evolución de los distritos de riego, los cuales ya comienzan a trabajar a su capacidad máxima, ha incrementado la exigencia por diseñar con precisión y por consiguiente estimar con mayor exactitud las características hidráulicas (tirante, gasto, etc.) del canal, para con ello distribuir lo requerido en cada obra de toma que contengan los distritos de riego del país.

En la hidráulica de la operación se presenta el flujo transitorio, ya que se incorporan obras de control (estructuras de protección, distribución y cruce) a los canales de riego, las cuales manejan diversas demandas de gastos. Donde se presentan las fuerzas de inercia, presión, fricción y gravedad, que generan la propagación de ondas de avance tanto a favor, como en contra del flujo, que propicia que la línea de la superficie libre del agua y la base del canal sean anti equidistantes, sin embargo no se diseña bajo estas condiciones, por no existir muchos estudios acerca del flujo transitorio en canales de riego.

Es de gran relevancia enfocarse a detalle a los fenómenos naturales que se presentan aguas arriba y aguas abajo de las ya mencionadas obras de control, para con ello minimizar el grado de incertidumbre en los resultados del diseño del canal de riego, por lo que es necesario investigar la interrelación entre el diseño y la operación de estos.

Al diseñar contemplando la hidráulica de la operación, se toma en cuenta las variaciones que producen las aceleraciones locales y los cambios de las características hidráulicas del canal, lo cual favorece una distribución más precisa del caudal requerido, en cada obra de toma que contengan los distritos de riego en México.

Si bien se trata de un tema que debe ser abordado como parte de un estudio integral del comportamiento hidráulico de un canal, por limitaciones de tiempo para el desarrollo de este trabajo, no se incluyen estos estudios en la modelación numérica, ya que los mismos obtienen valor cuando son contrastados con datos de campo de los cuales solo se dispone, lo que contiene el anexo 3. La obtención de datos requiere de por lo menos un año de trabajo de captura y medición en campo. Por esta razón los alcances de la tesis se acotan al estudio y calibración del canal Humaya en estado permanente y a la aplicación de la modelación numérica para su redimensionamiento.



9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a la experiencia adquirida, se recomienda la utilización de un simulador numérico de flujo unidimensional a superficie libre de canales, como lo es el "SIC²", ya que el potencial de aplicación que tiene como herramienta de apoyo para la revisión o estudio del comportamiento hidráulico y la capacidad hidráulica de un canal de riego, así como para identificar puntos con deficiencia de capacidad y limitaciones operativas, bajo el régimen permanente es funcionalmente adecuado y destaca por su confiabilidad práctica.

Los datos geométricos son necesarios para cualquier tipo de análisis realizado en el simulador, así que para que el modelo sea confiable hay que ingresar los datos geométricos precisos de las secciones transversales del canal a cada 100 m. Por lo que al realizar el levantamiento topográfico de la cubeta del canal, se debe diferenciar si lo que se está dimensionando es la plantilla o el azolve sobre la misma.

Los datos registrados en campo y los resultados del modelo ponen de manifiesto la urgencia de hacer una revisión y rehabilitación exhaustiva de toda la infraestructura del Canal Principal Humaya (CPH), para posteriormente proseguir con las acciones de sobreelevación.

El diseño basado exclusivamente en régimen uniforme, se debe complementar con un análisis integral del comportamiento del canal en flujo gradualmente variado para incorporar la influencia de obras de control (estructuras de protección, distribución y cruce), ya que la integración de las fuerzas de inercia y presión genera que, la línea de la superficie libre del agua y la base del canal no sean paralelas. No obstante, el diseño de partida sigue siendo el régimen uniforme, con la conciencia de que al idealizar que se presenta un régimen uniforme, no se contemplan los detalles asociados a los efectos que se presentan aguas arriba y aguas abajo de las ya mencionadas obras de control, lo cual propicia un relevante grado de incertidumbre en los resultados, por lo que es necesario e indispensable complementar y afinar el diseño mediante una revisión integral en flujo permanente y en caso de ser factible en flujo transitorio.

Al diseñar bajo este régimen se considera el caudal máximo que fluirá por el canal de riego, esto en cierta medida, toma en cuenta las variaciones que generan las aceleraciones locales y los cambios de las características hidráulicas del canal, sin inmiscuirse en cálculos más difíciles de realizar y comprender, ya que se presenta el desconocimiento de la turbulencia.



Para el caso de estudio que se abordó en el cuerpo principal de esta tesis, el modelo de simulación SIC², una vez calibrado con datos de campo, reproduce adecuadamente el funcionamiento hidráulico del CPH en régimen permanente. Asimismo es posible revisar las condiciones actuales del canal y contrastarlas con las condiciones originales, por lo que se aprecia que el canal presenta sitios donde la capacidad real vista de la capacidad de diseño.

Del análisis a flujo permanente, durante la calibración del modelo, se destaca que la selección del coeficiente de Manning no solo contempla las pérdidas por fricción (esfuerzo cortante), sino las pérdidas locales, por ampliaciones, reducciones, obstrucciones y por cambios de dirección, entre otras (condición por lo que no se maneja como un coeficiente de fricción). Por lo que es uno de los factores de mayor relevancia en la revisión y estudio del comportamiento de un canal como lo es el CPH, ya que en él se pueden considerar los efectos que producen diversas estructuras o irregularidades. De aquí que los coeficientes de Manning resulten, por lo general, superiores a los que tradicionalmente se utilizan para estimar los efectos de cortante, o sea, la fricción en canales.

La calidad y representatividad del modelo, con respecto al prototipo, depende en gran medida de la calidad de la información de campo y del proceso usado en su configuración y calibración.

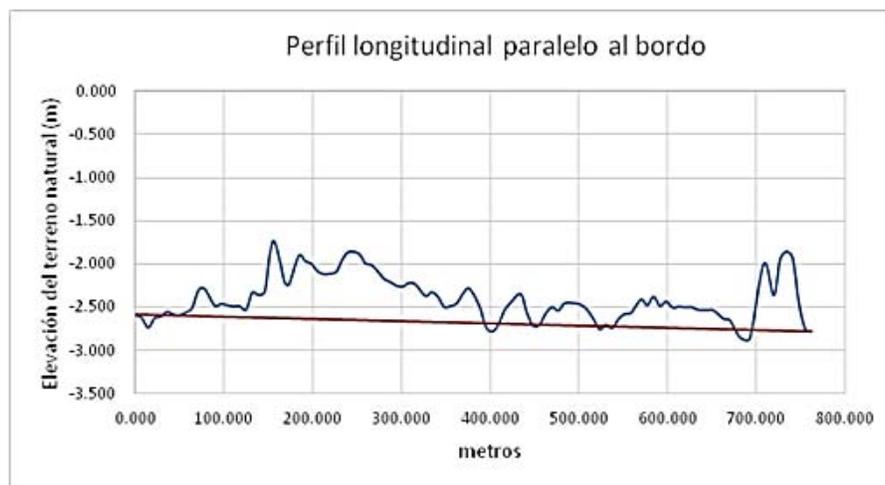
En general, se puede considerar que se presentan daños relevantes en esta obra. El CPH no se encuentra en las condiciones físicas más óptimas. Existe riesgo notable de presentarse mayores fallas, si no se toman medidas en tiempo y forma de mantenimiento, conservación y modernización de dicho canal.

Los datos medidos en campo indican que al calibrar el modelo los coeficientes de pérdida de energía (coeficientes de Manning) obtenidos serán de una magnitud superior a los valores normalmente reportados en la literatura para el caso de la estimación exclusiva de la pérdida por fricción, ya que los coeficientes bajo ciertas circunstancias absorben también las pérdidas locales y otros efectos o elementos de pérdida secundarios. Esta situación pone de manifiesto que es indispensable revisar con mucho cuidado la infraestructura, para que en los casos que se amerite se proceda a su rehabilitación antes de cualquier sobreelevación para aumentar la capacidad del canal. Por consiguiente se recomienda hacer la rehabilitación lo más pronto posible de los diques, ya que con ello, se ganará un poco más de capacidad en el canal.

Relativo al túnel “Tecorito” y a los sifones existentes, es conveniente realizar estudios con el propósito de determinar su estado físico real, con la finalidad de prever acciones que permitan su funcionamiento bajo condiciones de seguridad.

Mientras mayor es la pérdida de carga más prioridad se le debe dar a la rehabilitación de la estructura para aumentar la capacidad de conducción del canal. En algunos casos como en las represas, la pérdida es introducida por la estructura de control que se encuentra parcialmente cerrada, como el dique Acatita (0.488 m), el sifón del km 5+354 (0.353 m) y la represa-sifón del km 74+200 (0.3 m), cuya pérdida de carga es muy alta y es indispensable revisar la estructura para, en caso procedente, proceder a su rehabilitación antes de hablar de un aumento en la capacidad del canal.

Para facilitar el tránsito del agua del canal a través de los diques, se considera necesario eliminar el azolve que se encuentra en la zona aledaña al bordo de la margen izquierda del canal, considerando una sección rectangular de 20 m de ancho, suponiendo un perfil entre las cotas del fondo del canal a la entrada y a la salida, como puede observarse en la siguiente gráfica.



Gráfica 10.1. Perfil longitudinal del azolve en el Dique Cacachila.

La sección del canal debe incluir un bordo libre para absorber las variaciones del nivel del agua, en el caso del CPH, dicho bordo es del orden de 60 cm en concreto más 30 cm en terraplén superior. Por otra parte la velocidad mínima permisible previene la sedimentación del material arrastrado por el agua y desarrollo de vegetación en el canal. En general, una velocidad media de 0.60 m/s en canales



pequeños a 0.90 m/s en los grandes evita la sedimentación de la carga de material en suspensión.

Una velocidad de 0.75 m/s es normalmente suficiente para evitar el crecimiento de vegetación que pudiera efectuar de manera importante la capacidad de conducción del canal. Algunos autores recomiendan no descender debajo de 0.50 m/s para evitar depósitos de arenas y de 0.30 m/s para evitar el depósito de limos (Sotelo Ávila, 2002). Por ende las velocidades en los canales deben limitarse, para evitar el desgaste y la erosión continua del fondo y paredes del mismo y posteriormente la cavitación. En la revisión del CPH, con el apoyo del modelo numérico se revisó que en lo general se cumplan todos estos requisitos, lo que finalmente garantiza que las propuestas de sobreelevación y redimensionamiento cumplan con su función de tener la capacidad de conducir y distribuir los 120 m³/s que se requieren para satisfacer las demandas pico de la zona de riego.

10. BIBLIOGRAFÍA

Ahmad, M.-u.-D., Waijjen, E. v., Kuper, M. & Visser, S., May 1998. *Comparison of different tools to assess the water distribution in secondary canals with ungated*, Pakistan: Pakistan National Program, International Irrigation Management Institute Lahore.

Álvarez, A., Ridao, M. A., Ramirez, D. R. & Sánchez, L., July 17-19, 2013, Zurich, Switzerland. Distributed Model Predictive Control Techniques Applied to an Irrigation Canal. *European Control Conference (ECC)*, Issue 978-3-952-41734-8, pp. 3276-3281.

Baume, J.-P., Malaterre, P.-O. & Dorchies, D., 2013. *Manual Simulador SIC^2 versión 5.30a (Simulation of Irrigation Canals)*, Francia: Irstea.

By C.M. Burt, M. A. & G. Gartrell, M. A., 1993. Irrigation-canal-simulation model usage. *J. Irrig. Drain Eng. ASCE*, Issue 119, pp. 631-636.

Chow, V., 1994. *Hidráulica de canales abiertos*. Nueva York: Mc. Grall Hill.

De León Mojarro, B., 2011. *Operación de canales*. Jiutepec, Morelos: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Escalante Estrada, M., 2013. *Hidrometría ultrasónica, Aforadores Doppler y tiempo de travesía..* Edo. de Morelos: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Henderson, F., 1966. *Open Channel Flow*. New York: MC. Millen Co.



Hussain, M., 70th Annual Session Proceeding. Numerical simulation of canals irrigation systems in Pakistan. *Pakistan Engineering Congress*, Issue 668, pp. 250-262.

Hussain, M., Shakir, A. S. & Khan, N. M., Jan., 2013. Steady and Unsteady Simulation of Lower Bari Doab Canal using SIC Model. *Pak. J. Engg. & Appl. Sci*, Volumen 12, pp. 60-72.

IMTA, 1997. *Estudio para la modernización del Canal Principal Huamaya*, Edo. de Morelos: Coordinación de Hidráulica.

IMTA, 2013. *Levantamiento topográfico del Canal Principal Humaya*, Edo. de Morelos: Coordinación de Riego y Drenaje.

IMTA, 2013. *Obtención del Coeficiente Unitario de Riego (CUR) del Canal Principal Humaya*, Edo. de Morelos: Coordinación de Riego y Drenaje.

Jean-Baptiste, N., 2-4 June 2010. Data assimilation for the real-time update of a 1d hydrodynamic model, fault detection and correction –application to the rhône river. *SimHydro 2010: Hydraulic modeling and uncertainty*, Volumen 1.

Lozano, D. y otros, April 2012. Simulation Study on the Influence of Roughness on the Downstream Automatic Control of an Irrigation Canal. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. ASCE, Issue 138, pp. 285-293.

M., R. & C., A., March, 2005. Hydraulic Performance of a Downstream Controlled Irrigation Canal Equipped with Different Offtake Types. *Agricultural Engineering International: the CIGR Ejournal*, VII(LW 04 014), p. 17 pages.

Malaterre, P.-O., Baume, J.-P. & Jean-Baptiste, N., 2-4 June 2010, France. Calibration of open channel flow models: a system analysis and control engineering approach. *SimHydro 2010: Hydraulic modeling and uncertainty, Sophia-Antipolis*, p. 10 pages.

Ochieng, G. M., Ojo, O. I. & Otieno, F. O. A., 2010. Irrigation canal simulation models and its application to large scale irrigation schemes in South Africa. *OIDA International Journal of Sustainable Development*, Volumen 1, pp. 55-60.

Pongput, D. K., June 1996. *Unsteady flow simulation of pehur high-level canal including automatic downstream water level control gates*, Pakistan: Pakistan National Program, International Irrigation Management Institute Lahore.

Rabbani, T. y otros, June 13, 2009. Flatness-Based Control of Open-Channel Flow in an Irrigation Canal Using SCADA. *IEE Control Systems Magazine*, Issue 29,5, pp. 22-30.



Rabbani, T. S., Meglio, F. D., Litrico, X. & Bayen, A. M., 2009. Feed-Forward Control of Open Channel Flow Using Differential Flatness. *IEEE Transactions on control systems technology*, Issue 1063-6536, p. 9 pages.

Rijo, M. & Arranja, C., January 2010. Supervision and Water Depth Automatic Control of an Irrigation Canal. *Journal of Irrigation and drainage engineering*. ASCE, Issue 136, pp. 3-10.

Sotelo Ávila, G., 2002. *Hidráulica de canales*. Primera ed. Cd. de México: Facultad de Ingeniería, UNAM.

SRH, S. d. R. H., 1971. *Proyectos de zona de riego*. Cd. de México: Talleres Gráficos de la Nación.

SRH, S. d. R. H., 1976. *Estructuras en zonas de riego, sifones*. Cd. de México: Talleres Gráficos de la Nación.

Steve Deering, P., Jepsen, S., Alberto Acevedo, P. & Mandy Taylor, P., 2006. Sewer siphon assessment and air jumper design. *Water Environment Foundation*, pp. 3630-3653.

Tariq, J. A. & Latif, M., January 2010. Improving Operational Performance of Farmers Managed Distributary Canal using SIC Hydraulic Model. *Water Resour Manage*, Issue 24, pp. 3085-3099.

UAS, F. d. I., 2011. *Notas de clase - Obras Hidroagrícolas*. Culiacán(Sinaloa): Universidad Autonoma de Sinaloa.

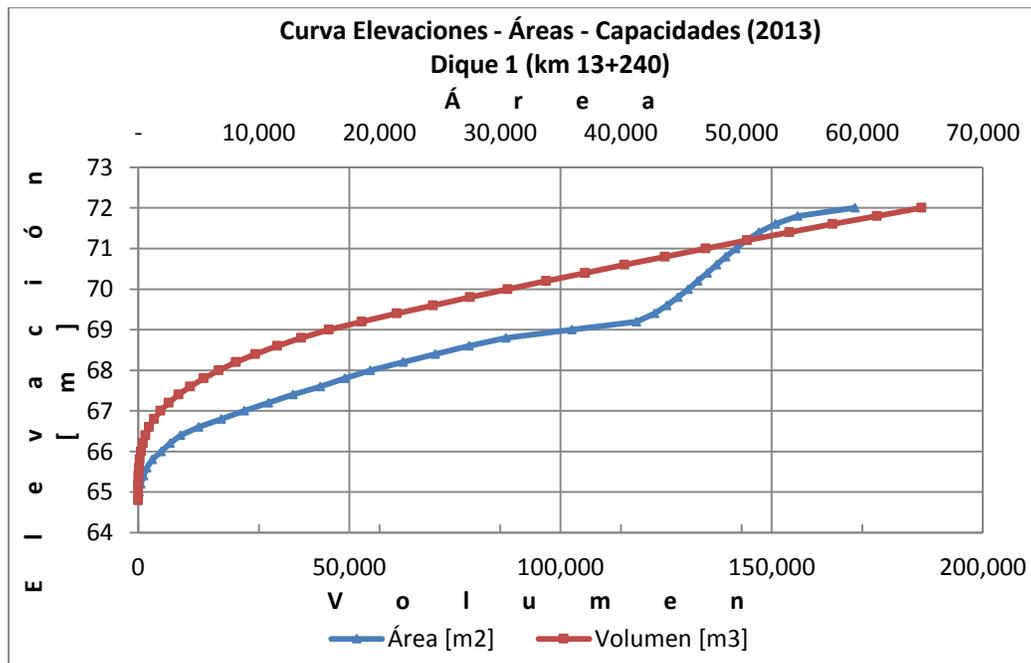
Yanbo Huang, A. R. S. G. F. P., 27-30 July 2003, Las Vegas, Nevada, USA. Modeling Flows in Irrigation Distribution Networks - Model Description and Prototype. *ASAE Annual International Meeting*, Issue 032146, p. 15 pages.

ANEXO 1. Curvas elevaciones-áreas-capacidades de los diques del CPH.

Durante la primera semana de diciembre del 2013, se realizó la campaña de levantamiento batimétrico en los diques, donde se obtuvo como resultado las siguientes curvas elevaciones-áreas-capacidades.

Dique 1 (uno)

A continuación se presenta la gráfica elevaciones-áreas-capacidades obtenidas en este estudio para el Dique 1. En ella se puede observar que considerando una elevación de referencia de 72 msnm, que corresponde a la corona del terraplén del camino, la capacidad de almacenamiento del Dique 1 es de 170,000 m³ con un área inundada de 5.41 ha.

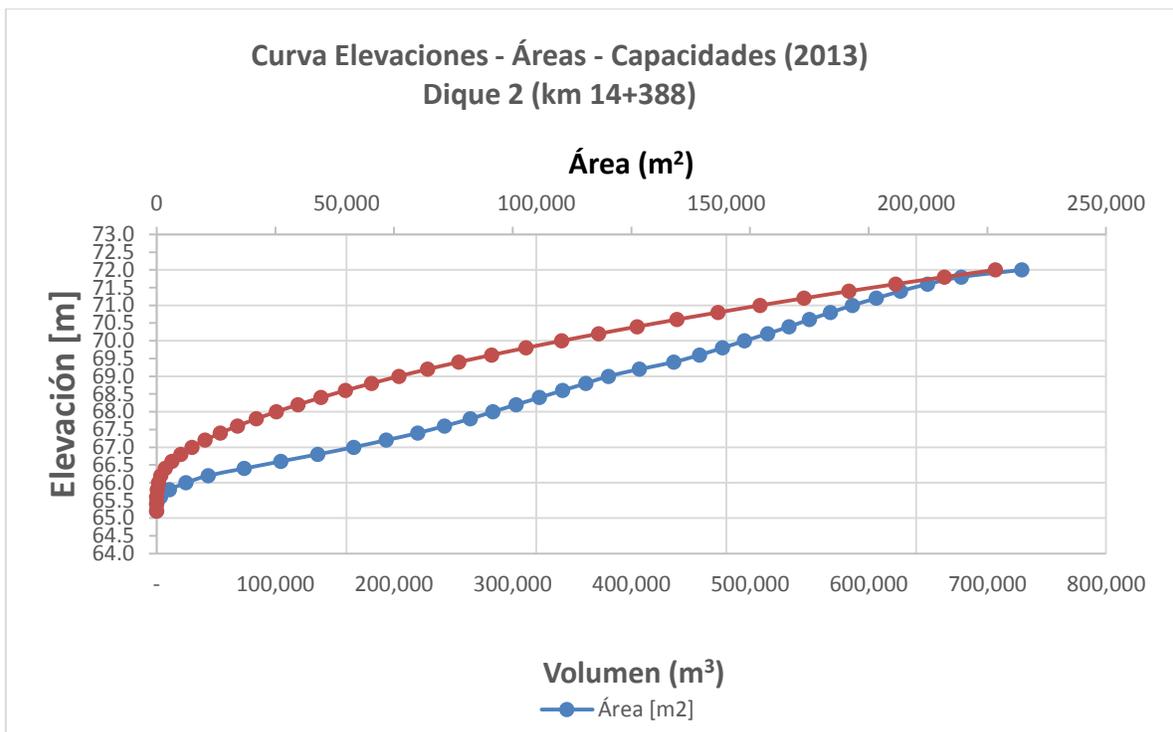


Gráfica 1.1. Curva Elevaciones - Áreas - Capacidades del Dique 1 (2013).



Dique 2 (dos)

Se presenta la gráfica elevación-área-capacidad obtenida en el presente estudio, donde se puede observar que el dique tiene una capacidad de almacenamiento de $706,905 \text{ m}^3$ con un área inundada de 227.84 ha .



Gráfica 1.2. Curva Elevaciones - Áreas - Capacidades del Dique 2 (2013).

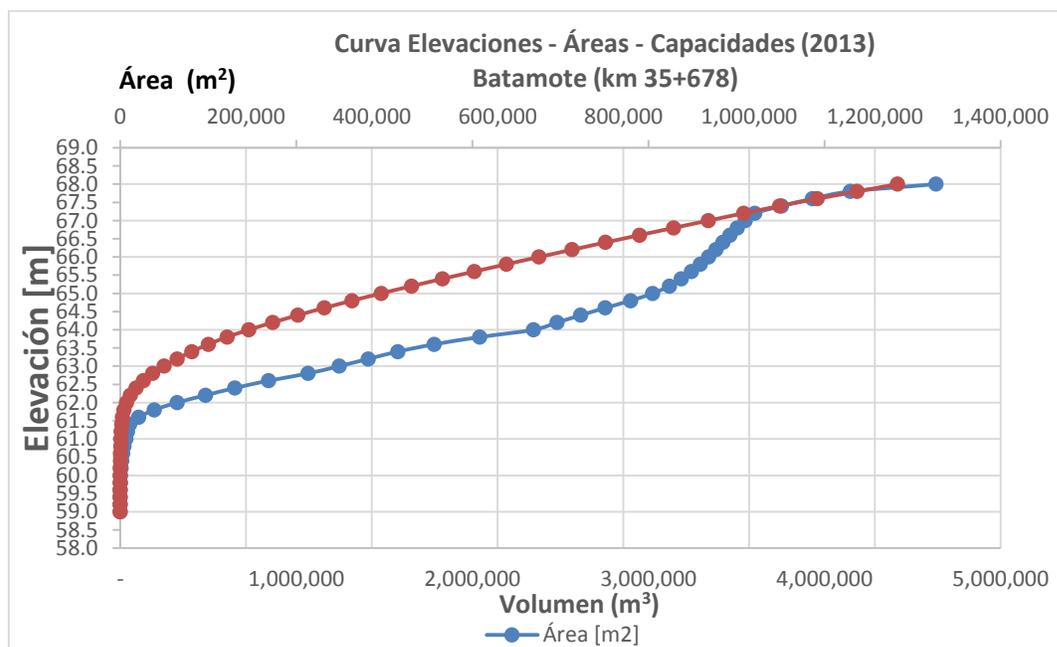
Dique Batamote

Los Diques Batamote y Arroyo Prieto, están unidos por un tramo de canal de 364 m de longitud, como puede observarse en la Ilustración 1.3.



Ilustración 1.1. Diques Batamote y Arroyo Prieto.

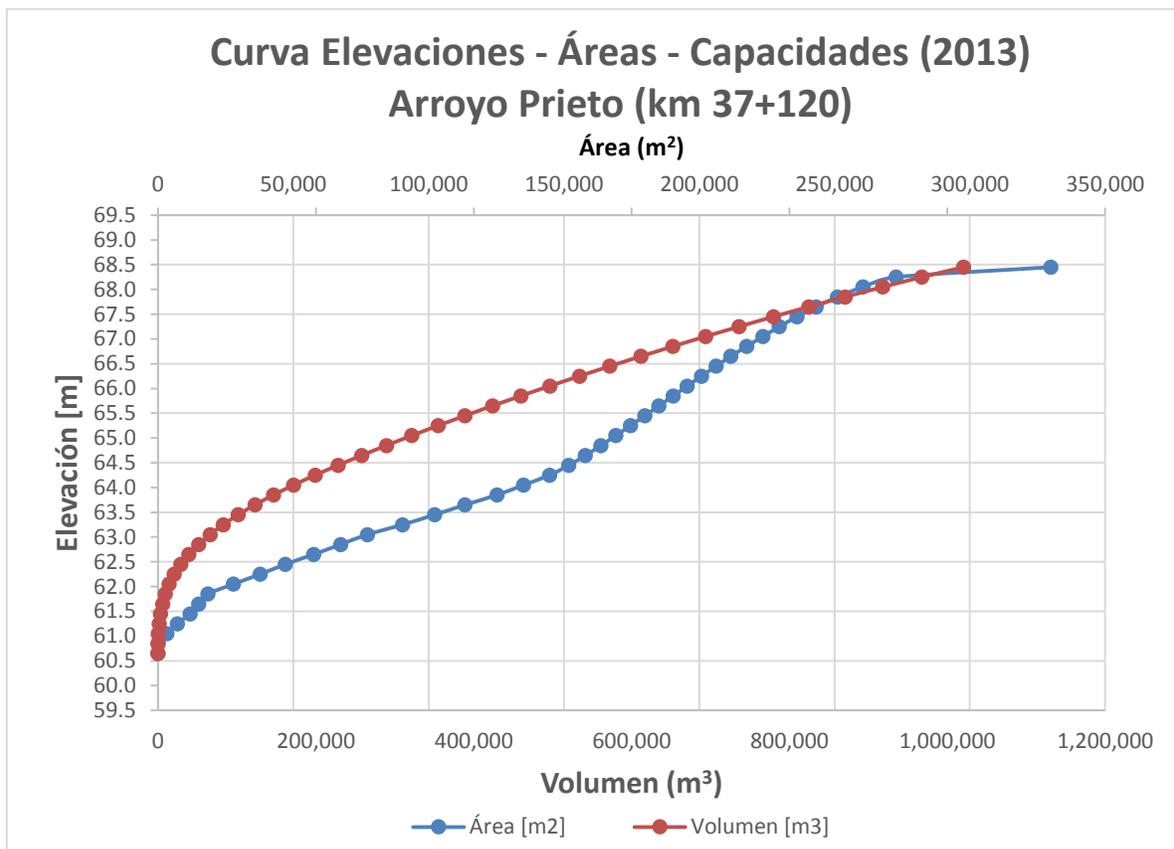
Se presenta la gráfica elevaciones-áreas-capacidades obtenida en el presente estudio, donde se puede observar que el dique tiene una capacidad de almacenamiento de 4,414,376 m³ con un área inundada de 130 ha y una profundidad máxima de 7.2 m.



Gráfica 1.3. Curva Elevaciones - Áreas - Capacidades del dique Batamote (2013).

Dique Arroyo Prieto

La información recopilada in-situ permite inferir que, el dique arroyo prieto presenta un área inundada de 33 hectáreas, un volumen de almacenamiento de 1,020,000 m³ y una profundidad máxima de 7.8 m. Su curva de elevaciones-áreas-capacidades se muestra en la gráfica 1.4.



Gráfica 1.4. Curva Elevaciones - Áreas - Capacidades del dique Arroyo Prieto (2013).

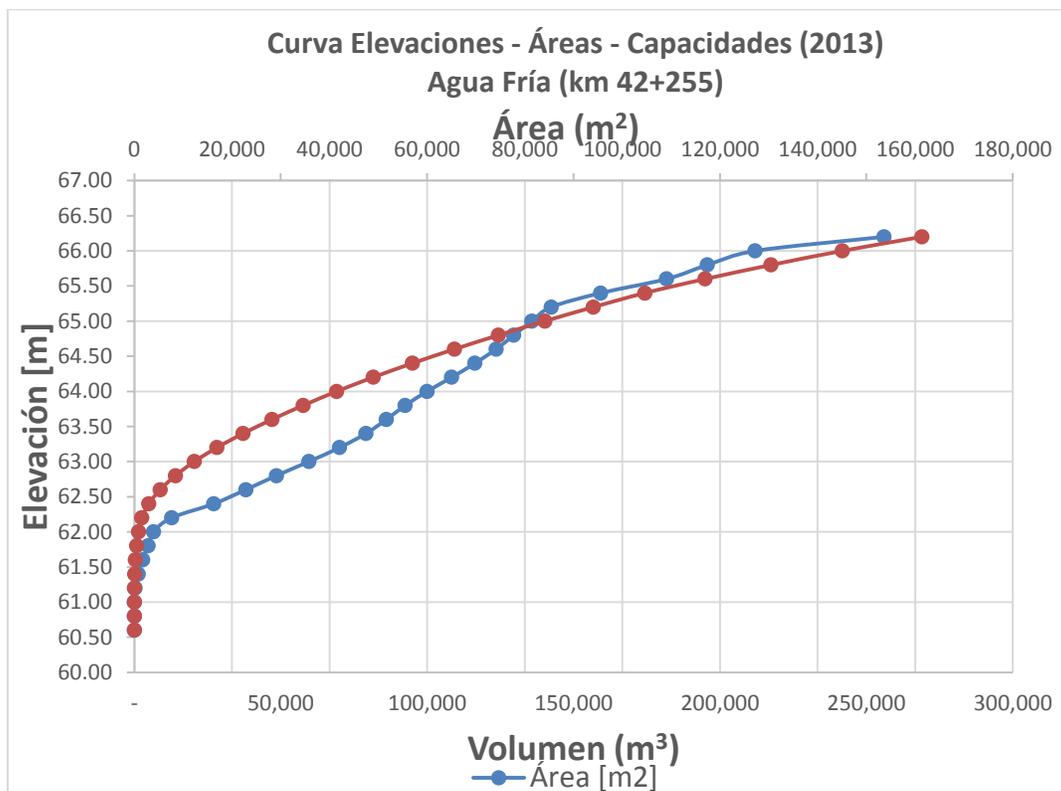
Dique Agua Fría

Los Diques Agua Fría e Hilda, están unidos por un tramo de canal de 829 m de longitud, como puede observarse en la Ilustración 1.2.



Ilustración 1.2. Diques Agua Fría e Hilda.

En la Gráfica 1.5, se puede observar que el dique tiene una capacidad de almacenamiento de 268,951 m³, con un área inundada de 15.60 ha y una profundidad máxima de 5.6 m.

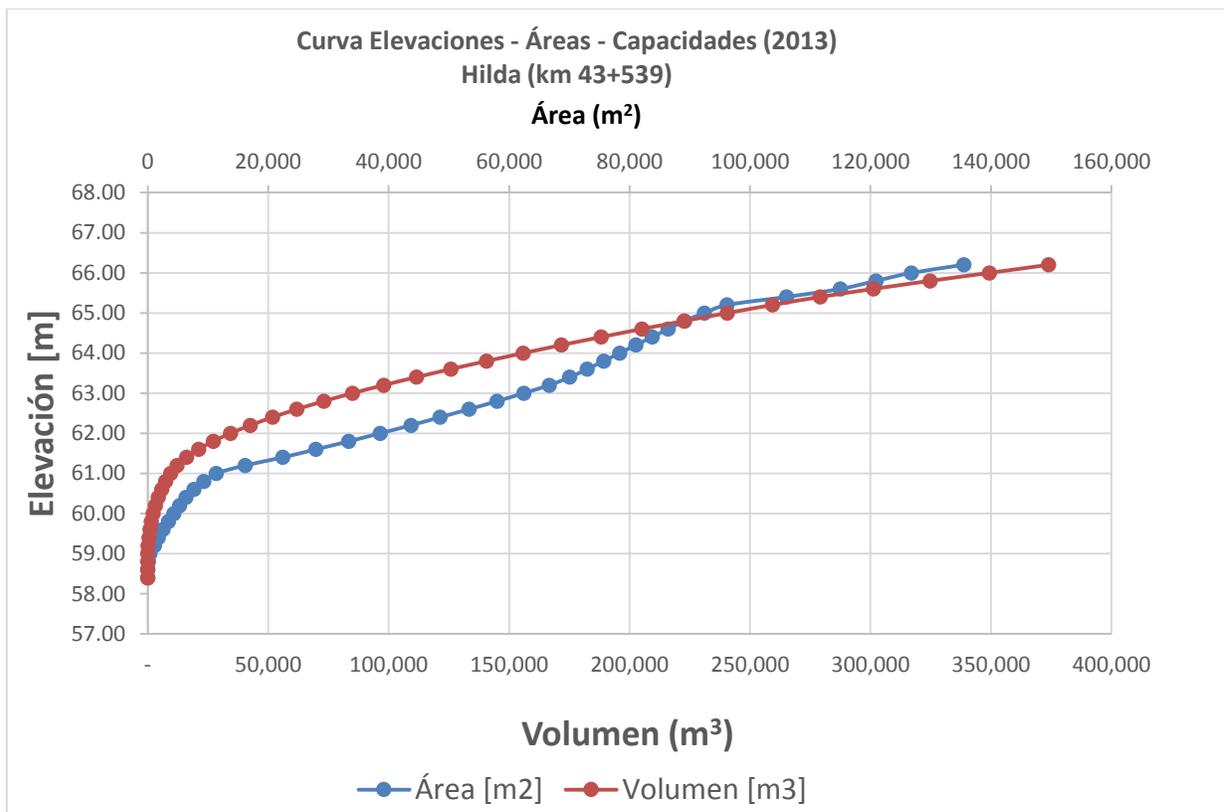


Gráfica 1.5. Curva Elevaciones - Áreas - Capacidades del dique Agua Fría (2013).



Dique Hilda

En la Grafica 1.6, se puede observar que el dique tiene una capacidad de almacenamiento de 372,522 m³, con un área inundada de 13.55 ha y una profundidad máxima de 5.75 m.

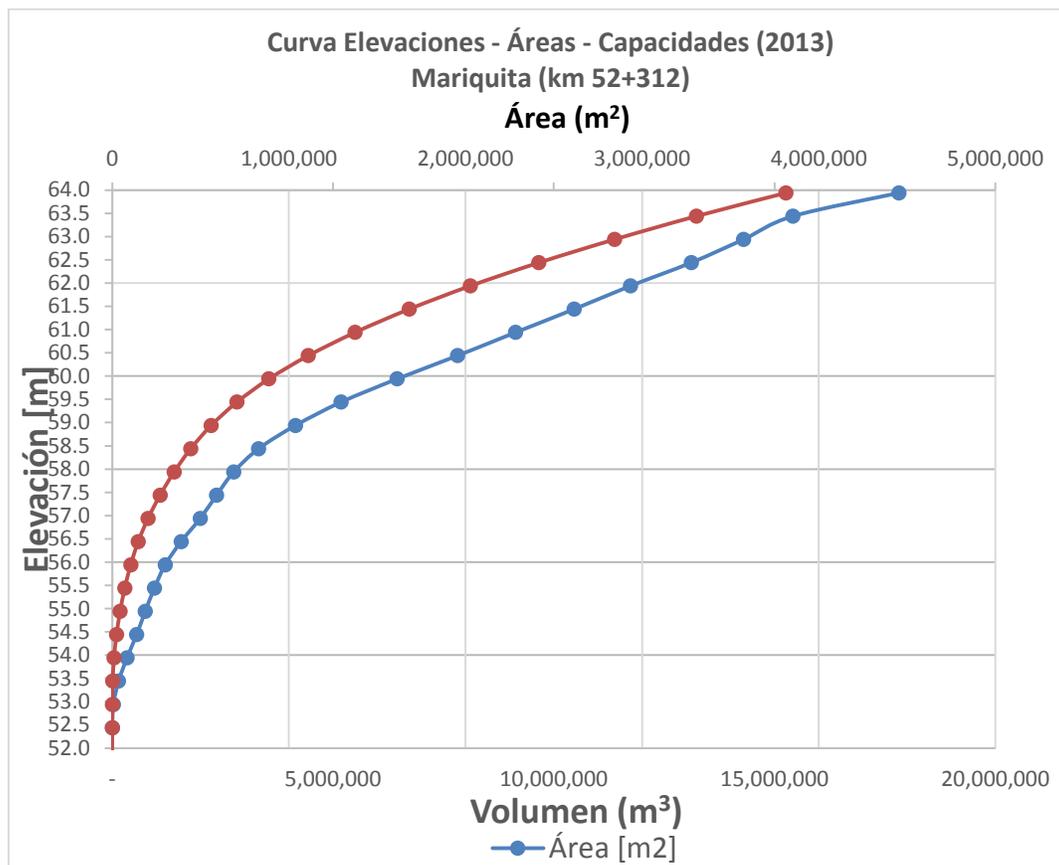


Gráfica 1.6. Curva Elevaciones - Áreas – Capacidades del dique Hilda (2013).



Dique Mariquita

En la Gráfica 1.7, se puede observar que el dique tiene una capacidad de almacenamiento de 17,255,513 m³ con un área inundada de 445.47 ha y una profundidad máxima de 11.50 m.

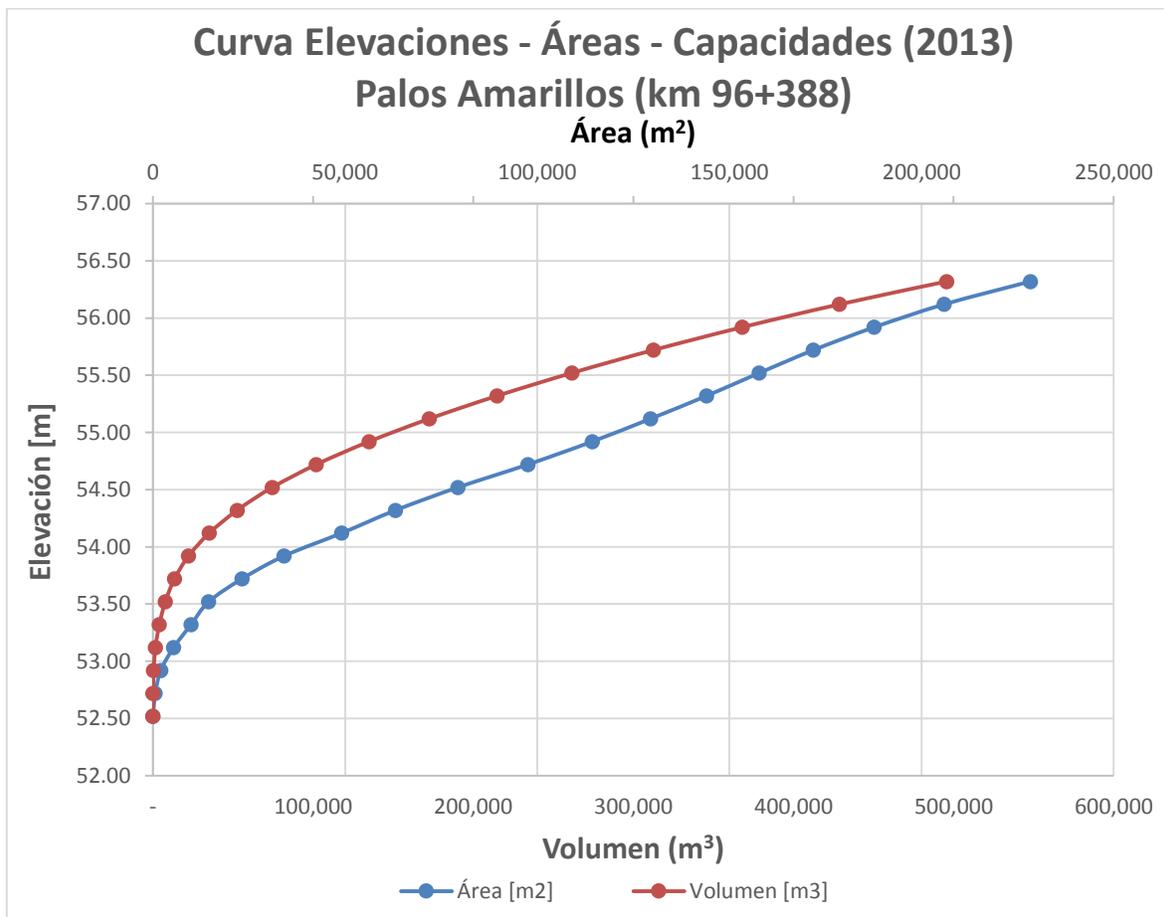


Gráfica 1.7. Curva Elevaciones - Áreas - Capacidades del dique Mariquita (2013).



Dique Palos Amarillos

La información recopilada in situ permite inferir que el dique palos amarillos presenta un área inundada de 22.83 hectáreas, un volumen de 495,667 m³ y una profundidad máxima de 4.0 m. Su curva de elevaciones-áreas-capacidades se muestra en la gráfica 1.8.

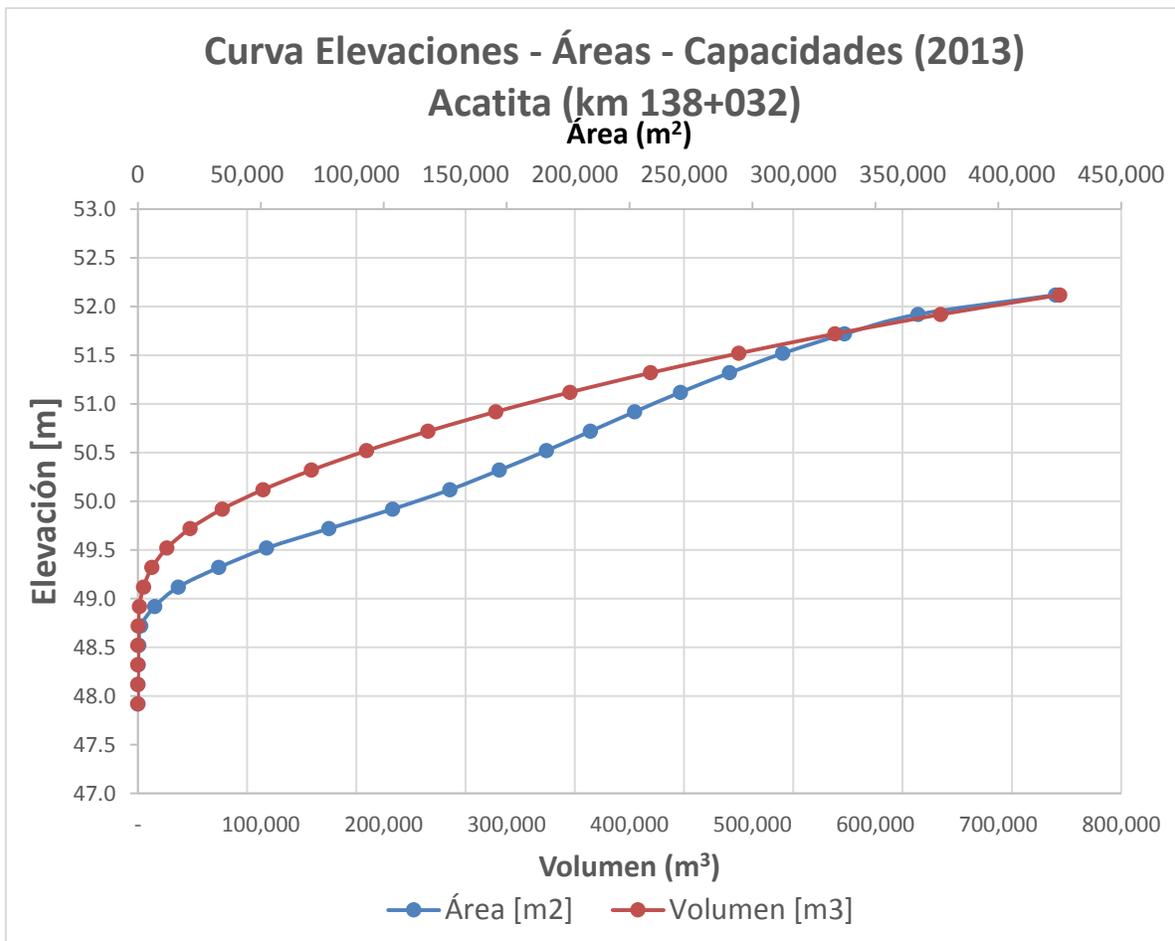


Gráfica 1.8 Curva de elevaciones-Áreas-Capacidades del dique Palos Amarillos (2013).



Dique Acatita

La información recopilada in-situ permite inferir que el dique Acatita presenta un área inundada de 42 hectáreas, un volumen de 750,000 m³ y una profundidad máxima de 4.2 metros. Su curva de elevaciones-áreas-capacidades se muestra en la gráfica 1.9.

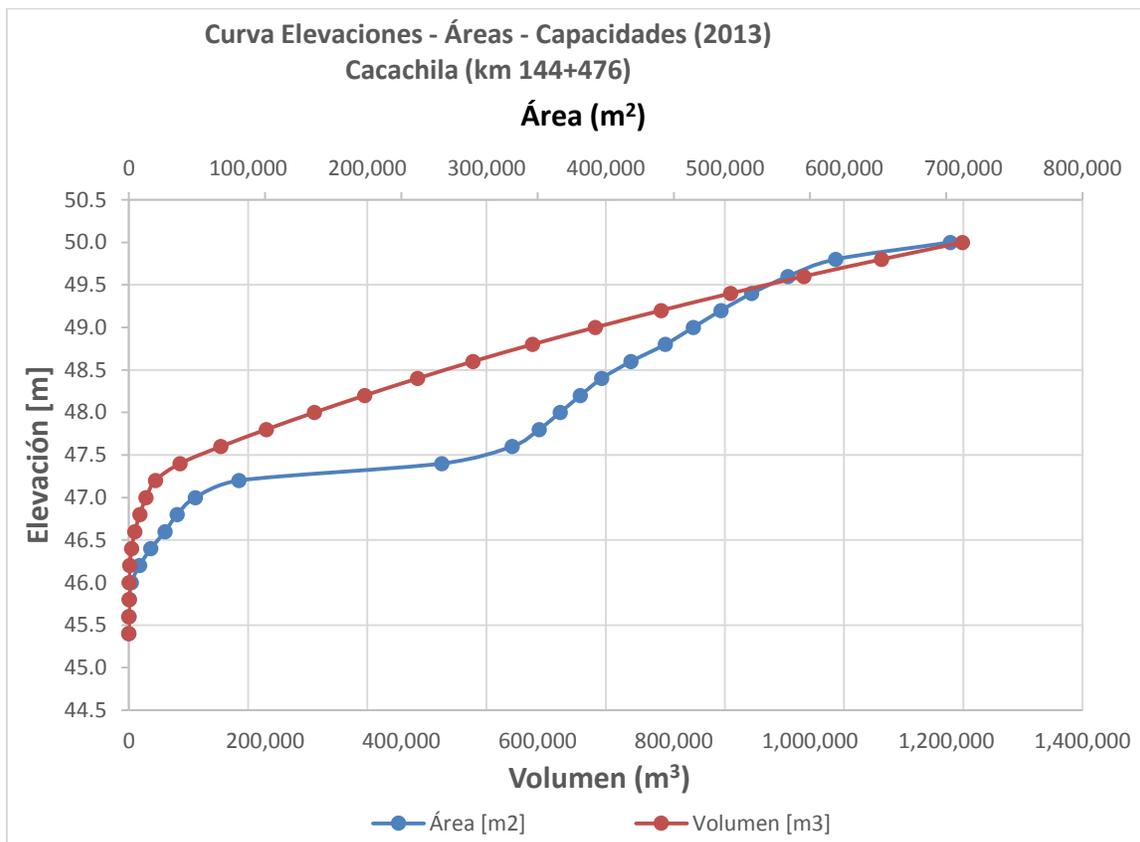


Gráfica 1.9. Curva de Elevaciones-Áreas-Capacidades del dique Acatita (2013).



Dique Cacachila

La curva de elevaciones-áreas-capacidades se muestra en la gráfica 1.10 (para el año 2013), donde se puede observar que el dique tiene una capacidad de almacenamiento de 1,223,892 m³ con un área inundada de 69 ha y una profundidad máxima de 4.6 m.

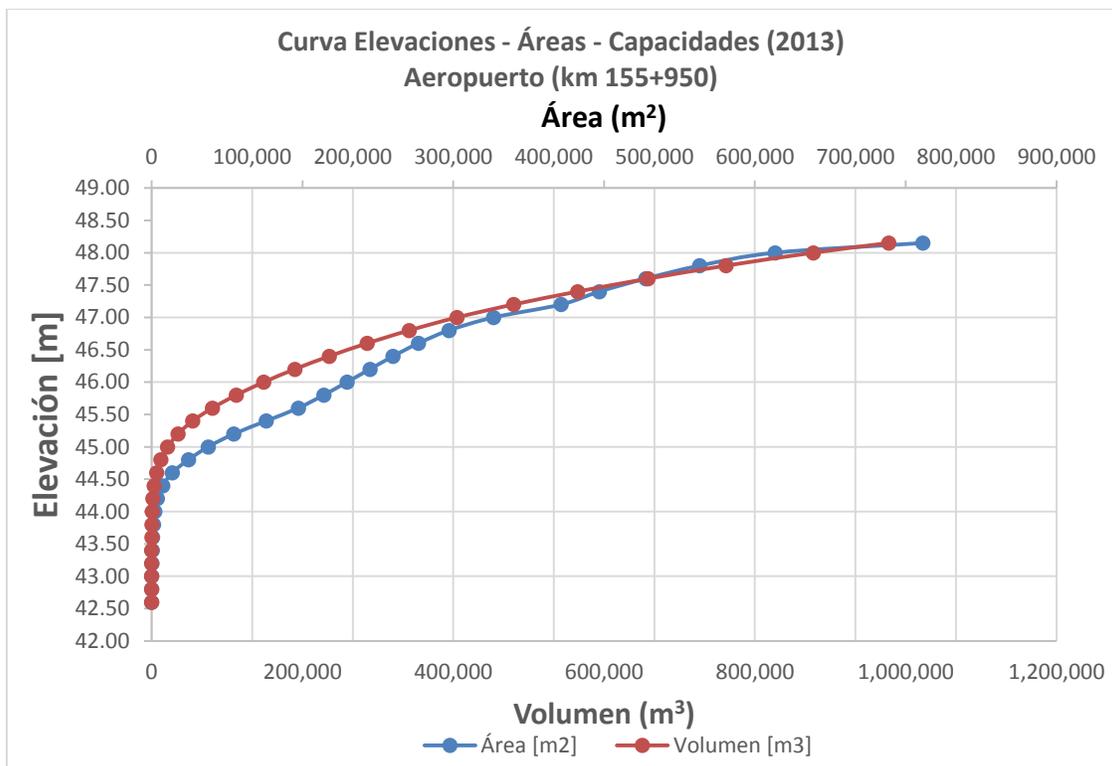


Gráfica 1.10 Curva de elevaciones-Áreas-Capacidades del dique Cacachila (2013).



Dique Aeropuerto

En la Gráfica 1.11, se puede observar que el dique tiene una capacidad de almacenamiento de $977,406 \text{ m}^3$, con un área inundada de 76.72 ha .



Gráfica 1.11. Curva Elevaciones - Áreas - Capacidades del dique Aeropuerto (2013).



ANEXO 2. Datos obtenidos en campo de aforos en secciones del canal a superficie libre.

Es importante hacer notar que los aforos se realizaron en diferentes fechas y bajo diferentes condiciones de operación, razón por lo que en el registro, en algunos casos, se presentan caudales mayores aguas abajo entre un punto de aforo y otro. De hecho, en la práctica no es factible aforar todo el canal simultáneamente ni tampoco mantener caudales permanentes durante mucho tiempo a lo largo del mismo. No obstante, la información es suficiente para hacer la calibración del modelo mediante el análisis del comportamiento del canal por tramos y entre las principales estructuras de control, derivación, transición y desfogue.

Tabla 2.1. Mediciones de nivel y gasto realizadas en las estructuras del Canal Principal Humaya.

Estructura	Aguas Arriba					Aguas Abajo			Diferencias en Cotas		
	km	Elev. Plantilla (msnm)	Elev. Agua (msnm)	Tirante (m)	Gasto (m^3/s)	Elev. Plantilla (m)	Elev. Agua (m)	Tirante (m)	Entre entrada y salida de estructura (m)	Pérdida de carga (m)	Diferencia de tirante en canal entre estructuras (m)
Derivadora Andrew Weiss						72.577	77.335	4.758			-0.048
Sifón 5+354	5+114	71.103	75.813	4.710	79.669	70.859	75.46	4.601	0.244	0.353	-0.506
Túnel Tecorito	7+923	70.239	74.334	4.095	79.200	68.121	73.182	5.061	2.118	1.152	0.179
Sifón 12+120	11+981	67.608	72.848	5.240	77.919	67.597	72.753	5.156	0.011	0.095	0.040
Dique 1	13+240	67.379	72.575	5.196	77.919	67.43	72.486	5.056	-0.051	0.089	-0.048
Dique 2	14+388	67.273	72.281	5.008	77.919	67.273	72.208	4.935	0.000	0.073	-0.047
Sifón grande	15+500	67.246	72.134	4.888	75.967	66.361	71.634	5.273	0.885	0.500	-0.086
Represa 23	23+460	65.328	70.515	5.187	75.500	65.327	70.452	5.125	0.001	0.063	0.165
Represa 29	29+200	64.1	69.39	5.290	71.659	64.08	69.315	5.235	0.020	0.075	-0.072
Sifón 34	34+300	63.116	68.279	5.163	71.276	62.753	68.04	5.287	0.363	0.239	-0.115
Dique Batamote y Arroyo Prieto	35+700	62.646	67.818	5.172	71.276	62.714	67.651	4.937	-0.068	0.167	0.017
Represa 37+320	38+287	62.577	67.531	4.954	72.461	62.52	67.49	4.970	0.057	0.041	-0.158
Represa 40+900	41+863	61.858	66.67	4.812	68.328	61.925	66.63	4.705	-0.067	0.040	0.051
Represa y sifón 46+179	47+630	60.877	65.633	4.756	63.900	60.71	65.47	4.760	0.167	0.163	-0.091
Represa 48+860	50+300	60.231	64.9	4.669	58.363	60.205	64.89	4.685	0.026	0.010	0.000
Dique Mariquita	52+300	59.835	64.52	4.685	54.483	60.114	64.37	4.256	-0.279	0.150	0.020
Represa 55+964	60+890	59.529	63.805	4.276	51.597	59.525	63.756	4.231	0.004	0.049	0.016
sifón 55+964	61+100	59.516	63.763	4.247	51.597	59.271	63.672	4.401	0.245	0.091	0.007



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Estructura	Aguas Arriba					Aguas Abajo			Diferencias en Cotas		
	km	Elev. Plantilla (msnm)	Elev. Agua (msnm)	Tirante (m)	Gasto (m ³ /s)	Elev. Plantilla (m)	Elev. Agua (m)	Tirante (m)	Entre entrada y salida de estructura (m)	Pérdida de carga (m)	Diferencia de tirante en canal entre estructuras (m)
sifón 58+155	63+275	58.973	63.381	4.408	51.546	58.783	63.222	4.439	0.190	0.159	0.078
Represa 63+160	68+285	58.004	62.521	4.517	52.391	58.053	62.498	4.445	-0.049	0.023	0.024
sifón 63+361	68+484	58.029	62.498	4.469	52.391	57.721	62.346	4.625	0.308	0.152	0.046
Represa 68+715	73+200	57.096	61.767	4.671	50.572	57.06	61.736	4.676	0.036	0.031	0.011
Represa y sifón 74+220	79+383	56.194	60.881	4.687	50.710	55.79	60.581	4.791	0.404	0.300	-0.109
Represa 77+720	82+816	55.34	60.022	4.682	49.718	55.42	59.99	4.570	-0.080	0.032	-0.154
sifón 79+335	84+465	55.136	59.552	4.416	50.115	55.3	59.357	4.057	-0.164	0.195	0.058
Represa 83+659	87+735	54.79	58.905	4.115	45.355	54.71	58.864	4.154	0.080	0.041	-0.146
Represa 88+406	92+570	54.109	58.117	4.008	41.557	54.053	58.084	4.031	0.056	0.033	-0.066
sifón 90+800	95+200	53.65	57.615	3.965	41.785	53.46	57.541	4.081	0.190	0.074	-0.096
Dique Palos Amarillos	96+400	53.33	57.315	3.985	41.785	53.316	57.21	3.894	0.014	0.105	0.047
Represa 92+570	97+282	53.219	57.16	3.941	41.614	53.158	57.091	3.933	0.061	0.069	-0.077
Represa 98+311	102+610	52.418	56.274	3.856	37.600	52.421	56.219	3.798	-0.003	0.055	-0.037
sifón 100+00	104+380	52.18	55.941	3.761	36.841	52.017	55.878	3.861	0.163	0.063	0.037
Represa 103+286	107+510	51.534	55.432	3.898	35.790	51.558	55.402	3.844	-0.024	0.030	-0.018
Represa 106+359	111+180	51.077	54.903	3.826	35.617	51.047	54.788	3.741	0.030	0.115	0.208
Represa 112+776	117+090	50.095	54.044	3.949	29.802	50.084	53.83	3.746	0.011	0.214	0.090
sifón 113+000	117+620	49.969	53.805	3.836	29.802	50.03	53.725	3.695	-0.061	0.080	-0.394
Represa y sifón 120+673	126+600	48.824	52.125	3.301	29.826	48.82	51.987	3.167	0.004	0.138	-0.052
Represa y sifón 123+510	129+460	48.449	51.643	3.115	20.454	48.422	51.564	3.221	0.027	0.079	-0.051
Represa 125+320	131+278	48.208	51.378	3.170	20.205	48.163	51.182	3.019	0.045	0.196	0.180
Represa sifón (136+300)	136+300	47.47	50.669	3.199	16.179	47.478	50.616	3.138	-0.008	0.053	0.272
Dique (138+631)	138+631	47.084	50.494	3.410	16.179	47.139	50.006	2.867	-0.055	0.488	0.288
Dique (144+400)	144+400	46.306	49.461	3.155	16.179	45.943	49.279	3.336	0.363	0.182	-0.230
Represa (147+500)	147+500	45.898	49.004	3.106	14.898	45.896	48.621	2.725	0.002	0.383	-0.221
Represa (154+895)	154+895	45.081	47.585	2.504	15.075	44.991	47.295	2.304	0.090	0.290	
Dique Aeropuerto	156+000	45.149	46.302	1.153	15.075	42.277					
Presa Eustaquio Buena					4.317						
sifón (158+200)	158+200	39.245	40.384	1.139	18.698	37.465	39.937	2.472	1.780	0.447	-0.104



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Estructura	Aguas Arriba					Aguas Abajo			Diferencias en Cotas		
	km	Elev. Plantilla (msnm)	Elev. Agua (msnm)	Tirante (m)	Gasto (m^3/s)	Elev. Plantilla (m)	Elev. Agua (m)	Tirante (m)	Entre entrada y salida de estructura (m)	Pérdida de carga (m)	Diferencia de tirante en canal entre estructuras (m)
Represa (164+505)	164+505	37.117	39.485	2.368	3.264	37.341	39.218	1.877	-0.224	0.267	0.164
Dique (167+400)	167+400	37.002	39.043	2.041	3.264	37.085	39.036	1.951	-0.083	0.007	

Tabla 2.2 Estructuras de canal ordenadas de mayor a menor pérdida de carga medida en campo.

Estructura	Aguas Arriba					Aguas Abajo			Diferencias en Cotas		
	Km	Elev. Plantilla (m)	Elev. Agua (m)	Tirante (m)	Gasto (m^3/s)	Elev. Plantilla (m)	Elev. Agua (m)	Tirante (m)	Entre entrada y salida de estructura (m)	Pérdida de carga	Diferencia de tirante en canal entre estructuras
Túnel Tecorito	7+923	70.239	74.334	4.095	79.200	68.121	73.182	5.061	2.118	1.152	0.179
Sifón grande	15+500	67.246	72.134	4.888	75.967	66.361	71.634	5.273	0.885	0.500	-0.086
Dique Acatita (138+631)	138+631	47.084	50.494	3.410	16.179	47.139	50.006	2.867	-0.055	0.488	0.288
Sifón (158+200)	158+200	39.245	40.384	1.139	18.698	37.465	39.937	2.472	1.780	0.447	-0.104
Represa (147+500)	147+500	45.898	49.004	3.106	14.898	45.896	48.621	2.725	0.002	0.383	-0.221
Sifón 5+354	5+114	71.103	75.813	4.710	79.669	70.859	75.46	4.601	0.244	0.353	-0.506
Represa y sifón 74+220	79+383	56.194	60.881	4.687	50.710	55.79	60.581	4.791	0.404	0.300	-0.109
Represa (154+895)	154+895	45.081	47.585	2.504	15.075	44.991	47.295	2.304	0.090	0.290	
Represa (164+505)	164+505	37.117	39.485	2.368	3.264	37.341	39.218	1.877	-0.224	0.267	0.164
Sifón 34	34+300	63.116	68.279	5.163	71.276	62.753	68.04	5.287	0.363	0.239	-0.115
Represa 112+776	117+090	50.095	54.044	3.949	29.802	50.084	53.83	3.746	0.011	0.214	0.090
Represa 125+320	131+278	48.208	51.378	3.170	20.205	48.163	51.182	3.019	0.045	0.196	0.180
Sifón 79+335	84+465	55.136	59.552	4.416	50.115	55.3	59.357	4.057	-0.164	0.195	0.058
Dique (144+400)	144+400	46.306	49.461	3.155	16.179	45.943	49.279	3.336	0.363	0.182	-0.230
Dique Batamote y Arroyo Prieto	35+700	62.646	67.818	5.172	71.276	62.714	67.651	4.937	-0.068	0.167	0.017
Represa y sifón 46+179	47+630	60.877	65.633	4.756	63.900	60.71	65.47	4.760	0.167	0.163	-0.091
Sifón 58+155	63+275	58.973	63.381	4.408	51.546	58.783	63.222	4.439	0.190	0.159	0.078
Sifón 63+361	68+484	58.029	62.498	4.469	52.391	57.721	62.346	4.625	0.308	0.152	0.046
Dique Mariquita	52+300	59.835	64.52	4.685	54.483	60.114	64.37	4.256	-0.279	0.150	0.020



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Estructura	Aguas Arriba					Aguas Abajo			Diferencias en Cotas		
	Km	Elev. Plantilla (m)	Elev. Agua (m)	Tirante (m)	Gasto (m ³ /s)	Elev. Plantilla (m)	Elev. Agua (m)	Tirante (m)	Entre entrada y salida de estructura (m)	Pérdida de carga	Diferencia de tirante en canal entre estructuras
Represa y sifón 120+673	126+600	48.824	52.125	3.301	29.826	48.82	51.987	3.167	0.004	0.138	-0.052
Represa 106+359	111+180	51.077	54.903	3.826	35.617	51.047	54.788	3.741	0.030	0.115	0.208
Dique Palos Amarillos	96+400	53.33	57.315	3.985	41.785	53.316	57.21	3.894	0.014	0.105	0.047
Sifón 12+120	11+981	67.608	72.848	5.240	77.919	67.597	72.753	5.156	0.011	0.095	0.040
Sifón 55+964	61+100	59.516	63.763	4.247	51.597	59.271	63.672	4.401	0.245	0.091	0.007
Dique 1	13+240	67.379	72.575	5.196	77.919	67.43	72.486	5.056	-0.051	0.089	-0.048
Sifón 113+000	117+620	49.969	53.805	3.836	29.802	50.03	53.725	3.695	-0.061	0.080	-0.394
Represa y sifón 123+510	129+460	48.449	51.643	3.115	20.454	48.422	51.564	3.221	0.027	0.079	-0.051
represa 29	29+200	64.1	69.39	5.290	71.659	64.08	69.315	5.235	0.020	0.075	-0.072
Sifón 90+800	95+200	53.65	57.615	3.965	41.785	53.46	57.541	4.081	0.190	0.074	-0.096
Dique 2	14+388	67.273	72.281	5.008	77.919	67.273	72.208	4.935	0.000	0.073	-0.047
Represa 92+570	97+282	53.219	57.16	3.941	41.614	53.158	57.091	3.933	0.061	0.069	-0.077
Represa 23	23+460	65.328	70.515	5.187	75.500	65.327	70.452	5.125	0.001	0.063	0.165
Sifón 100+00	104+380	52.18	55.941	3.761	36.841	52.017	55.878	3.861	0.163	0.063	0.037
Represa 98+311	102+610	52.418	56.274	3.856	37.600	52.421	56.219	3.798	-0.003	0.055	-0.037
Represa sifón (136+300)	136+300	47.47	50.669	3.199	16.179	47.478	50.616	3.138	-0.008	0.053	0.272
Represa 55+964	60+890	59.529	63.805	4.276	51.597	59.525	63.756	4.231	0.004	0.049	0.016
Represa 37+320	38+287	62.577	67.531	4.954	72.461	62.52	67.49	4.970	0.057	0.041	-0.158
Represa 83+659	87+735	54.79	58.905	4.115	45.355	54.71	58.864	4.154	0.080	0.041	-0.146
Represa 40+900	41+863	61.858	66.67	4.812	68.328	61.925	66.63	4.705	-0.067	0.040	0.051
Represa 88+406	92+570	54.109	58.117	4.008	41.557	54.053	58.084	4.031	0.056	0.033	-0.066
Represa 77+720	82+816	55.34	60.022	4.682	49.718	55.42	59.99	4.570	-0.080	0.032	-0.154
Represa 68+715	73+200	57.096	61.767	4.671	50.572	57.06	61.736	4.676	0.036	0.031	0.011
Represa 103+286	107+510	51.534	55.432	3.898	35.790	51.558	55.402	3.844	-0.024	0.030	-0.018
Represa 63+160	68+285	58.004	62.521	4.517	52.391	58.053	62.498	4.445	-0.049	0.023	0.024
Represa 48+860	50+300	60.231	64.9	4.669	58.363	60.205	64.89	4.685	0.026	0.010	0.000
Dique (167+400)	167+400	37.002	39.043	2.041	3.264	37.085	39.036	1.951	-0.083	0.007	



Tabla 2.3 Estructura del canal orden de mayor a menor cambio en tirante en el canal aguas abajo.

Estructura	Aguas Arriba					Aguas Abajo			Diferencias en Cotas		
	km	Elev. Plantilla (m)	Elev. Agua (m)	Tirante (m)	Gasto (m^3/s)	Elev. Plantilla (m)	Elev. Agua (m)	Tirante (m)	Entre entrada y salida de estructura (m)	Pérdida de carga	Diferencia de tirante en canal entre estructuras
sifón 5+354	5+114	71.103	75.813	4.710	79.669	70.859	75.46	4.601	0.244	0.353	-0.506
sifón 113+000	117+620	49.969	53.805	3.836	29.802	50.03	53.725	3.695	-0.061	0.080	-0.394
Dique (144+400)	144+400	46.306	49.461	3.155	16.179	45.943	49.279	3.336	0.363	0.182	-0.230
Represa (147+500)	147+500	45.898	49.004	3.106	14.898	45.896	48.621	2.725	0.002	0.383	-0.221
Represa 37+320	38+287	62.577	67.531	4.954	72.461	62.52	67.49	4.970	0.057	0.041	-0.158
Represa 77+720	82+816	55.34	60.022	4.682	49.718	55.42	59.99	4.570	-0.080	0.032	-0.154
Represa 83+659	87+735	54.79	58.905	4.115	45.355	54.71	58.864	4.154	0.080	0.041	-0.146
sifón 34	34+300	63.116	68.279	5.163	71.276	62.753	68.04	5.287	0.363	0.239	-0.115
Represa y sifón 74+220	79+383	56.194	60.881	4.687	50.710	55.79	60.581	4.791	0.404	0.300	-0.109
sifón (158+200)	158+200	39.245	40.384	1.139	18.698	37.465	39.937	2.472	1.780	0.447	-0.104
sifón 90+800	95+200	53.65	57.615	3.965	41.785	53.46	57.541	4.081	0.190	0.074	-0.096
Represa y sifón 46+179	47+630	60.877	65.633	4.756	63.900	60.71	65.47	4.760	0.167	0.163	-0.091
sifón grande	15+500	67.246	72.134	4.888	75.967	66.361	71.634	5.273	0.885	0.500	-0.086
Represa 92+570	97+282	53.219	57.16	3.941	41.614	53.158	57.091	3.933	0.061	0.069	-0.077
represa 29	29+200	64.1	69.39	5.290	71.659	64.08	69.315	5.235	0.020	0.075	-0.072
Represa 88+406	92+570	54.109	58.117	4.008	41.557	54.053	58.084	4.031	0.056	0.033	-0.066
Represa y sifón 120+673	126+600	48.824	52.125	3.301	29.826	48.82	51.987	3.167	0.004	0.138	-0.052
Represa y sifón 123+510	129+460	48.449	51.643	3.115	20.454	48.422	51.564	3.221	0.027	0.079	-0.051
Dique 1	13+240	67.379	72.575	5.196	77.919	67.43	72.486	5.056	-0.051	0.089	-0.048
Dique 2	14+388	67.273	72.281	5.008	77.919	67.273	72.208	4.935	0.000	0.073	-0.047
Represa 98+311	102+610	52.418	56.274	3.856	37.600	52.421	56.219	3.798	-0.003	0.055	-0.037
Represa 103+286	107+510	51.534	55.432	3.898	35.790	51.558	55.402	3.844	-0.024	0.030	-0.018
Represa 48+860	50+300	60.231	64.9	4.669	58.363	60.205	64.89	4.685	0.026	0.010	0.000
sifón 55+964	61+100	59.516	63.763	4.247	51.597	59.271	63.672	4.401	0.245	0.091	0.007
Represa 68+715	73+200	57.096	61.767	4.671	50.572	57.06	61.736	4.676	0.036	0.031	0.011
Represa 55+964	60+890	59.529	63.805	4.276	51.597	59.525	63.756	4.231	0.004	0.049	0.016
Dique Batamote y Arroyo Prieto	35+700	62.646	67.818	5.172	71.276	62.714	67.651	4.937	-0.068	0.167	0.017
Dique Mariquita	52+300	59.835	64.52	4.685	54.483	60.114	64.37	4.256	-0.279	0.150	0.020



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Estructura	Aguas Arriba					Aguas Abajo			Diferencias en Cotas		
	km	Elev. Plantilla (m)	Elev. Agua (m)	Tirante (m)	Gasto (m^3/s)	Elev. Plantilla (m)	Elev. Agua (m)	Tirante (m)	Entre entrada y salida de estructura (m)	Pérdida de carga	Diferencia de tirante en canal entre estructuras
Represa 63+160	68+285	58.004	62.521	4.517	52.391	58.053	62.498	4.445	-0.049	0.023	0.024
sifón 100+00	104+380	52.18	55.941	3.761	36.841	52.017	55.878	3.861	0.163	0.063	0.037
sifón 12+120	11+981	67.608	72.848	5.240	77.919	67.597	72.753	5.156	0.011	0.095	0.040
sifón 63+361	68+484	58.029	62.498	4.469	52.391	57.721	62.346	4.625	0.308	0.152	0.046
Dique Palos Amarillos	'96+400	53.33	57.315	3.985	41.785	53.316	57.21	3.894	0.014	0.105	0.047
Represa 40+900	41+863	61.858	66.67	4.812	68.328	61.925	66.63	4.705	-0.067	0.040	0.051
sifón 79+335	84+465	55.136	59.552	4.416	50.115	55.3	59.357	4.057	-0.164	0.195	0.058
sifón 58+155	63+275	58.973	63.381	4.408	51.546	58.783	63.222	4.439	0.190	0.159	0.078
Represa 112+776	117+090	50.095	54.044	3.949	29.802	50.084	53.83	3.746	0.011	0.214	0.090
Represa (164+505)	164+505	37.117	39.485	2.368	3.264	37.341	39.218	1.877	-0.224	0.267	0.164
Represa 23	23+460	65.328	70.515	5.187	75.500	65.327	70.452	5.125	0.001	0.063	0.165
Túnel Tecorito	7+923	70.239	74.334	4.095	79.200	68.121	73.182	5.061	2.118	1.152	0.179
Represa 125+320	131+278	48.208	51.378	3.170	20.205	48.163	51.182	3.019	0.045	0.196	0.180
Represa 106+359	111+180	51.077	54.903	3.826	35.617	51.047	54.788	3.741	0.030	0.115	0.208
Represa sifón (136+300)	136+300	47.47	50.669	3.199	16.179	47.478	50.616	3.138	-0.008	0.053	0.272
Dique (138+631)	138+631	47.084	50.494	3.410	16.179	47.139	50.006	2.867	-0.055	0.488	0.288



ANEXO 3. Registro diario de aforos y control hidrométrico del 17 al 23 de febrero de 2014 en el CPH.

Bombeo del 16+800		
Día	Hora	G(l)
15	06:00	30
16	06:00	30
17	06:00	30
18	06:00	30
19	06:00	30
20	06:00	30
21	06:00	30
22	06:00	30
23	06:00	30

Bombeo del 29+220		
Día	Hora	G(l)
15	06:00	30
16	06:00	30
17	06:00	30
18	06:00	30
19	06:00	30
20	06:00	30
21	06:00	30
22	06:00	30
23	06:00	30

El aforo de 30 l/s es un promedio que se ha manejado en el Canal Principal Humaya, para llevar un conteo aproximado del gasto bombeado.

Bombeo del 17+000		
Día	Hora	G(l)
15	06:00	30
16	06:00	30
17	06:00	30
18	06:00	30
19	06:00	30
20	06:00	30
21	06:00	30
22	06:00	30
23	06:00	30

Bombeo del 30+000 (3 bombas)		
Día	Hora	G(l)
15	06:00	30
16	06:00	30
17	06:00	30
18	06:00	30
19	06:00	30
20	06:00	30
21	06:00	30
22	06:00	30
23	06:00	30

Nota:
G=Gasto
El bombeo dura aproximadamente 3 hrs. dependiendo del cultivo

Bombeo del 29+000		
Día	Hora	G(l)
15	06:00	30
16	06:00	30
17	06:00	30
18	06:00	30
19	06:00	30
20	06:00	30
21	06:00	30
22	06:00	30
23	06:00	30

Bombeo del 33+000		
Día	Hora	G(l)
15	06:00	30
16	06:00	30
17	06:00	30
18	06:00	30
19	06:00	30
20	06:00	30
21	06:00	30
22	06:00	30
23	06:00	30



Lateral 23+400						
Día	Hora	Ab	G(l)	N.A. Represa 23+400	Ab	G(l)
15	06:00	26	367	4.85		
16	06:00	26	367	4.90		
17	06:00	26	367	4.94	27	400
18	06:00	27	400	4.95	27	400
19	06:00	27	400	5.00	27	400
20	06:00	27	400	5.01	27	400
21	06:00	27	400	5.02	25	400
22	06:00	25	400	5.20		
23	06:00	25	400	5.20		

Hasta presentarse una variación de 8 cm en la carga, hubo cambios en apertura (Ab) de la compuerta. Aunque había más carga, el flujo iba a menor velocidad.

Lateral 25+672							
Día	Hora	Ab	G(l)	N.A Represa 29+000	Hora	Ab	G(l)
15	06:00	36	2630	4.85	10:00	34	2430
16	06:00	34	2430	4.90	10:00	32	2230
17	06:00	32	2230	4.94	09:30	34	2450
18	06:00	34	2450	4.95	08:00	31	2150
19	06:00	31	2150	5.00	14:00	29	1950
20	06:00	29	1950	5.01			
21	06:00	29	1950	5.02	10:10	27	1950
22	06:00	27	1950	5.20			
23	06:00	27	1950	5.20			

Hasta presentarse una variación de 3 cm en la carga, hubo cambios en apertura (Ab) de la compuerta.

Al estabilizarse el flujo, quedo con la carga 5.20

Lateral 26+672				
Día	Hora	Ab	G(l)	N.A Represa
15	06:00	25	340	4.78
16	06:00	25	340	4.78
17	06:00	25	340	4.78
18	06:00	25	340	4.78
19	06:00	25	340	4.78
20	06:00	25	340	4.78
21	06:00	25	340	4.78
22	06:00	22	340	4.93
23	06:00	22	340	4.78

Lateral 28+140				
Día	Hora	Ab	G(l)	N.A Represa
15	06:00	5	40	4.78
16	06:00	5	40	4.78
17	06:00	5	40	4.78
18	06:00	5	40	4.78
19	06:00	5	40	4.78
20	06:00	5	40	4.78
21	06:00	5	40	4.78
22	06:00	5	40	4.78
23	06:00	5	40	4.78



Lateral 29+220				
Día	Hora	Ab	G(l)	N.A Represa
15	06:00	15	340	4.78
16	06:00	15	340	4.78
17	06:00	15	340	4.78
18	06:00	15	340	4.78
19	06:00	15	340	4.78
20	06:00	15	340	4.78
21	06:00	15	340	4.78
22	06:00	13	380	4.78
23	06:00	13	380	4.78

Lateral 31+144			
Día	Hora	Ab	G(l)
15	06:00	5	30
16	06:00	5	30
17	06:00	5	30
18	06:00	5	30
19	06:00	5	30
20	06:00	5	30
21	06:00	5	30
22	06:00	5	30
23	06:00	5	30

El Lateral 31+310 no es común que derive agua

Bombas varias del km 23 al km 35 (uso doméstico y ganadero)									
Día	Hora	Ab	G(l)	Hora	Ab	G(l)	Hora	Ab	G(l)
15	06:00	C	0.0	08:00	B	50	20:00	C	0.0
16	06:00	C	0.0	08:00	B	50	20:00	C	0.0
17	06:00	C	0.0	08:00	B	50	20:00	C	0.0
18	06:00	C	0.0	08:00	B	50	20:00	C	0.0
19	06:00	C	0.0	08:00	B	50	20:00	C	0.0
20	06:00	C	0.0	08:00	B	50	20:00	C	0.0
21	06:00	C	0.0	08:00	B	50	20:00	C	0.0
22	06:00	C	0.0	08:00	B	50	20:00	C	0.0
23	06:00	C	0.0	08:00	B	50	20:00	C	0.0

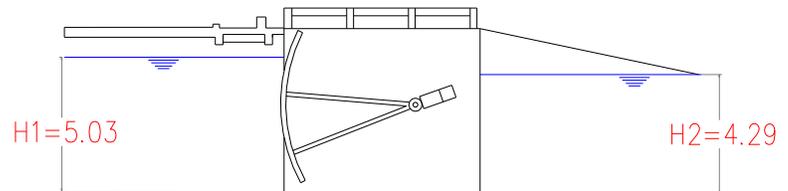


Control Hidrométrico del 16 de Febrero de 2014

Presas	Elevación	Almacenamiento	Turbina 2	Q
A.L.M	156.99	1,306.309	71.000	71.000

A.L.M
6.00 - 66.000
11.25 - 71.000
15/02/XIV

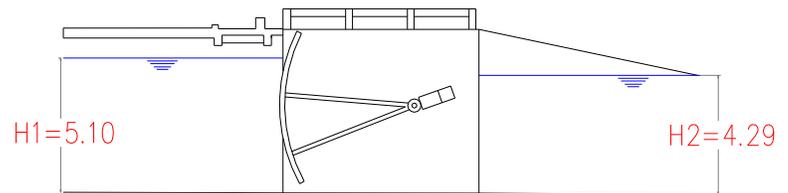
6:00hrs				
km	H1	H2	AB	Q
0+000	5.03	4.29	6.3	76.5
5+227	4.31			
13+623	4.81			



Control Hidrométrico del 17 de Febrero de 2014

Presas	Elevación	Almacenamiento	Turbina 2	Q
A.L.M	157.17	1,319.220	71.000	71.000

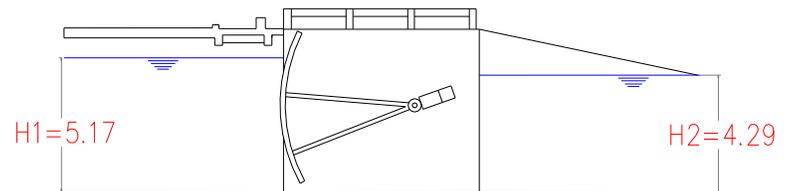
6:00hrs				
km	H1	H2	AB	Q
0+000	5.10	4.29	6.2	76.5
5+227	4.31			
13+623	4.81			



Control Hidrométrico del 18 de Febrero de 2014

Presas	Elevación	Almacenamiento	Q
A.L.M	157.09	1,313.469	71.000

6:00hrs				
km	H1	H2	AB	Q
0+000	5.17	4.29	5.95	76.5
5+227	4.31			
13+623	4.81			

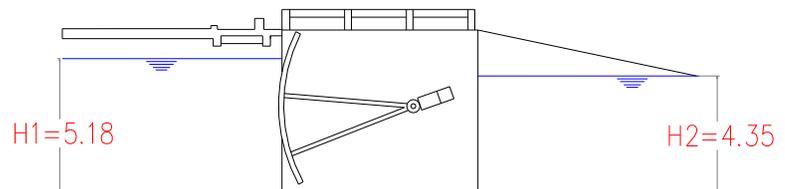




Control Hidrométrico del 19 de Febrero de 2014

Presas	Elevación	Almacenamiento	Turbina 2	Q
A.L.M	156.99	1,306.309	71.000	71.000

6:00hrs				
km	H1	H2	AB	Q
0+000	5.18	4.35	6.2	77.0
5+227	4.43			
13+623	4.93			



A.L.M
6.00 - 71.000
17.00 - 81.000
17.15 - 71.000
18.36 - 142.000
18.55 - 71.000
18/02/XIV

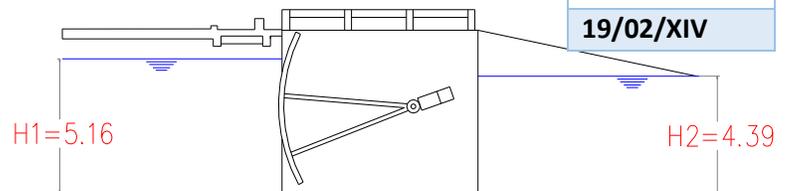
Derivadora
6.00 - 76.500
13.00 - 77.000
18/02/XIV

Control Hidrométrico del 20 de Febrero de 2014

Presas	Elevación	Almacenamiento	Turbina 2	Q
A.L.M	156.89	1,299.402	71.000	71.000

Derivadora
6.00 - 77.000
17.05 - 78.100
19/02/XIV

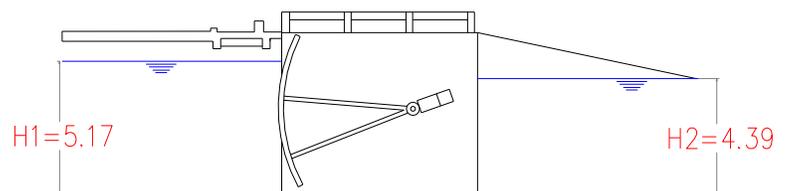
6:00hrs				
km	H1	H2	AB	Q
0+000	5.16	4.39	6.25	78.1
5+227	4.47			
13+623	4.97			



Control Hidrométrico del 21 de Febrero de 2014

Presas	Elevación	Almacenamiento	Turbina 2	Q
A.L.M	156.79	1,292.495	71.000	71.000

6:00hrs				
km	H1	H2	AB	Q
0+000	5.17	4.39	6.2	78.1
5+227	4.47			
13+623	4.97			

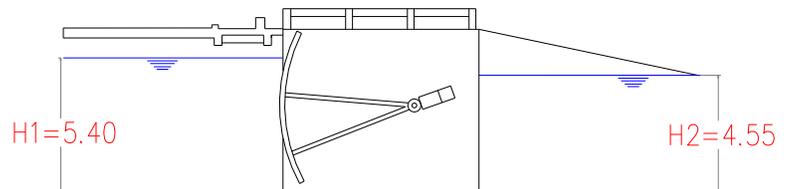




Control Hidrométrico del 22 de Febrero de 2014

Presas	Elevación	Almacenamiento	Turbina 2	Q
A.L.M	156.68	1,284.898	60.000	60.000

6:00hrs				
km	H1	H2	AB	Q
0+000	5.40	4.55	6.5	83.0
5+227	4.63			
13+623	5.13			



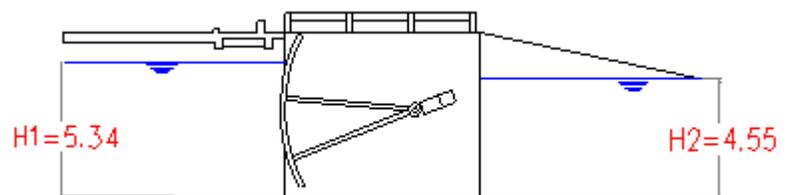
A.L.M
6.00 - 71.000
11.16 - 103.000
11.30 - 68.000
13.46 - 122.000
23.000 - 60.000
21/02/XIV

Derivadora
6.00 - 78.000
6.20 - 85.000
19.50 - 83.000
21/02/XIV

Control Hidrométrico del 23 de Febrero de 2014

Presas	Elevación	Almacenamiento	Q
A.L.M	156.58	1,277.991	64.000

6:00hrs				
km	H1	H2	AB	Q
0+000	5.34	4.55	6.75	83.0
5+227	4.64			
13+623	5.14			



A.L.M
6.00 - 60.000
16.05 - 103.000
16.14 - 134.000
23.00 - 64.000
22/02/XIV



ANEXO 4. Tabla de Resultados de la calibración del modelo, en función de los datos medidos en campo.

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m^2)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
0.000	72.720	80.220	79.700	77.339	1.465	54.385	4.619	0.023	
200.000	72.580	80.080	79.700	77.284	1.426	55.886	4.704	0.023	
500.000	72.530	80.030	79.700	77.192	1.445	55.137	4.662	0.023	
1,000.000	72.310	79.810	79.700	77.050	1.410	56.526	4.740	0.023	
1,500.000	72.200	79.700	79.700	76.904	1.426	55.875	4.704	0.023	
1,700.000	72.200	79.700	79.700	76.839	1.456	54.733	4.639	0.023	
1,800.000	72.260	79.760	79.700	76.799	1.504	52.992	4.539	0.023	
1,900.000	72.140	79.640	79.700	76.774	1.459	54.641	4.634	0.023	
2,000.000	72.050	79.550	79.700	76.748	1.429	55.773	4.698	0.023	
2,001.000	72.050	79.550	79.700	76.748	1.429	55.773	4.698	0.023	
2,500.000	72.080	79.580	79.700	76.572	1.527	52.183	4.492	0.023	
3,000.000	71.720	79.220	79.700	76.427	1.425	55.937	4.707	0.023	
3,500.000	71.620	79.120	79.700	76.274	1.449	55.001	4.654	0.023	
4,000.000	71.500	79.000	79.700	76.116	1.467	54.332	4.616	0.023	
4,500.000	71.250	78.750	79.700	75.972	1.418	56.207	4.722	0.023	
4,900.000	71.120	78.620	79.700	75.859	1.411	56.502	4.739	0.023	
5,000.000	71.080	78.580	79.700	75.831	1.405	56.726	4.751	0.023	
5,040.000	71.080	78.580	79.700	75.811	1.414	56.371	4.731	0.038	
5,060.000	71.080	77.470	79.700	75.745	1.709	46.645	4.665	0.038	
5,070.000	71.080	77.470	79.700	75.731	1.714	46.508	4.651	0.038	
5,080.000	71.080	77.470	79.700	75.717	1.719	46.369	4.637	0.038	
5,094.000	71.080	77.470	79.700	75.697	1.726	46.173	4.617	0.038	
5,103.000	69.270	77.470	79.700	75.765	1.227	64.948	6.495	0.038	
5,104.000	68.830	80.830	40.164	75.765	1.505	26.682	6.935	0.038	
5,114.000	60.030	80.030	40.164	75.724	1.525	26.338	15.694	0.038	
5,157.000	60.030	80.030	40.164	75.507	1.528	26.291	15.477	0.038	
5,167.000	68.500	80.500	40.164	75.473	1.504	26.711	6.973	0.038	
5,168.000	69.960	77.470	79.700	75.473	1.446	55.129	5.513	0.038	
5,178.000	70.860	75.540	79.700	75.464	1.473	54.115	4.604	0.025	
5,200.000	70.860	75.400	79.700	75.455	1.477	53.957	4.595	0.025	
5,500.000	70.750	75.400	79.700	75.342	1.478	53.918	4.592	0.025	
5,700.000	70.790	75.500	79.700	75.253	1.542	51.679	4.463	0.025	
5,900.000	70.620	75.420	79.700	75.180	1.494	53.353	4.560	0.025	
6,000.000	70.610	78.110	79.700	75.139	1.509	52.806	4.529	0.025	
6,500.000	70.450	77.950	79.700	74.933	1.532	52.014	4.483	0.025	
7,000.000	70.290	77.790	79.700	74.716	1.561	51.050	4.426	0.025	
7,001.000	70.290	77.790	78.900	74.716	1.546	51.050	4.426	0.025	
7,300.000	70.230	74.980	78.900	74.580	1.586	49.755	4.350	0.025	
7,500.000	70.150	74.910	78.900	74.487	1.593	49.536	4.337	0.025	
7,600.000	70.060	74.850	78.900	74.446	1.567	50.365	4.386	0.025	
7,700.000	69.980	74.840	78.900	74.406	1.546	51.044	4.426	0.025	
7,800.000	69.920	74.800	78.900	74.365	1.536	51.375	4.445	0.025	
7,900.000	69.710	74.840	78.900	74.354	1.439	54.817	4.644	0.017	
7,923.000	68.540	78.540	78.900	74.059	2.775	28.432	5.519	0.017	
9,170.000	67.310	77.310	78.900	72.897	2.746	28.734	5.587	0.017	
9,200.000	68.120	74.410	78.900	73.197	1.210	65.222	5.077	0.019	
9,500.000	68.050	73.390	78.900	73.159	1.199	65.831	5.109	0.019	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m^2)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
9,600.000	68.010	73.360	78.900	73.147	1.189	66.378	5.137	0.019	
9,800.000	68.060	73.300	78.900	73.117	1.217	64.842	5.057	0.019	
10,000.000	68.030	73.270	78.900	73.090	1.216	64.899	5.060	0.019	
10,500.000	67.880	73.190	78.900	73.028	1.185	66.599	5.148	0.019	
10,600.000	67.850	73.120	78.900	73.017	1.178	66.951	5.167	0.019	
10,700.000	67.970	73.200	78.900	72.997	1.228	64.272	5.027	0.019	
10,800.000	67.770	73.150	78.900	72.993	1.160	68.045	5.223	0.019	
10,900.000	67.850	73.030	78.900	72.976	1.192	66.173	5.126	0.019	
11,000.000	67.780	73.180	78.900	72.966	1.172	67.334	5.186	0.019	
11,300.000	67.730	73.120	78.900	72.930	1.167	67.605	5.200	0.019	
11,300.000	67.730	73.120	78.000	72.930	1.154	67.605	5.200	0.019	
11,500.000	67.630	73.030	78.000	72.910	1.128	69.173	5.280	0.019	
11,800.000	67.630	73.180	78.000	72.875	1.139	68.480	5.245	0.019	
11,900.000	67.610	73.050	78.000	72.864	1.136	68.655	5.254	0.019	
11,970.000	67.650	74.860	78.000	72.850	1.154	67.594	5.200	0.027	
11,980.000	66.650	74.860	78.000	72.834	1.261	61.840	6.184	0.027	
11,981.000	66.550	78.550	42.903	72.834	1.638	26.188	6.284	0.027	
11,991.000	57.650	77.650	42.903	72.809	1.654	25.943	15.159	0.027	
12,007.000	57.650	77.650	42.903	72.762	1.649	26.021	15.112	0.027	
12,017.000	66.390	78.390	42.903	72.743	1.635	26.240	6.353	0.027	
12,018.000	66.590	74.850	78.000	72.743	1.268	61.527	6.153	0.027	
12,028.000	67.600	73.040	78.000	72.753	1.170	66.683	5.153	0.022	
12,100.000	67.600	73.040	78.000	72.741	1.174	66.455	5.141	0.022	
12,500.000	67.520	72.970	78.000	72.679	1.167	66.809	5.159	0.022	
12,900.000	67.470	72.870	78.000	72.617	1.172	66.561	5.147	0.022	
13,000.000	67.410	72.880	78.000	72.603	1.156	67.464	5.193	0.022	
13,200.000	67.380	72.860	78.000	72.573	1.156	67.459	5.193	0.022	
13,239.000	67.400	73.000	78.000	72.616	0.655	119.049	5.216	0.023	
13,330.000	67.400	73.000	78.000	72.622	0.455	171.435	5.222	0.050	
13,340.000	65.000	73.000	78.000	72.631	0.051	1,524.528	7.631	0.480	
13,490.000	65.000	73.000	78.000	72.615	0.051	1,517.801	7.615	0.480	
13,500.000	67.430	73.000	78.000	72.585	0.462	168.748	5.155	0.480	
13,535.000	67.430	73.000	78.000	72.538	0.674	115.744	5.108	0.050	
13,559.000	67.410	73.000	78.000	72.483	1.197	65.146	5.073	0.025	
13,600.000	67.420	72.840	78.000	72.473	1.204	64.764	5.053	0.025	
13,614.000	67.420	73.600	78.000	72.419	1.560	49.985	4.999	0.025	
13,624.000	67.420	73.600	78.000	72.414	1.562	49.938	4.994	0.025	
13,634.000	67.390	73.600	78.000	72.411	1.554	50.207	5.021	0.025	
13,644.000	67.380	73.600	78.000	72.458	1.196	65.233	5.078	0.025	
13,700.000	67.370	72.800	78.000	72.445	1.197	65.187	5.075	0.025	
14,000.000	67.340	72.790	78.000	72.377	1.210	64.447	5.037	0.025	
14,100.000	67.300	72.750	78.000	72.355	1.204	64.797	5.055	0.025	
14,200.000	67.410	72.770	78.000	72.325	1.255	62.140	4.915	0.025	
14,300.000	67.450	72.770	78.000	72.296	1.282	60.846	4.846	0.025	
14,376.000	67.340	72.770	78.000	72.280	1.246	62.617	4.940	0.026	
14,388.000	65.000	72.770	78.000	72.346	0.461	169.092	7.346	0.063	
14,400.000	65.000	73.000	78.000	72.350	0.309	252.176	7.350	0.063	
15,200.000	65.000	73.000	78.000	72.290	0.322	242.288	7.290	0.063	
15,212.000	67.320	72.770	78.000	72.260	0.813	95.888	4.940	0.031	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m ³ /s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m ²)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
15,232.000	67.300	72.770	78.000	72.209	1.258	62.023	4.909	0.031	
15,300.000	67.270	72.620	78.000	72.182	1.256	62.087	4.912	0.031	
15,301.000	67.270	72.620	76.000	72.182	1.224	62.087	4.912	0.031	
15,400.000	67.250	72.630	76.000	72.144	1.231	61.749	4.894	0.031	
15,490.000	67.120	72.630	76.000	72.132	1.188	63.972	5.012	0.017	
15,500.000	66.670	73.170	76.000	72.148	1.040	73.112	5.478	0.017	
15,503.000	66.490	73.600	76.000	72.109	1.352	56.193	5.619	0.017	
15,504.000	66.290	78.290	37.992	72.109	1.471	25.835	5.819	0.017	
15,544.000	56.670	76.670	37.992	72.086	1.454	26.132	15.416	0.017	
16,046.000	56.670	76.670	37.992	71.639	1.466	25.915	14.969	0.017	
16,086.000	65.500	77.500	37.992	71.614	1.458	26.059	6.114	0.017	
16,087.000	65.700	73.600	76.000	71.614	1.285	59.140	5.914	0.017	
16,100.000	66.410	72.000	76.000	71.633	1.117	68.049	5.223	0.023	
16,500.000	66.330	71.760	76.000	71.574	1.110	68.461	5.244	0.023	
17,000.000	66.210	71.730	76.000	71.503	1.095	69.425	5.293	0.023	
17,500.000	66.190	71.600	76.000	71.428	1.112	68.348	5.238	0.023	
18,000.000	66.130	71.580	76.000	71.353	1.117	68.046	5.223	0.023	
18,500.000	66.030	71.500	76.000	71.279	1.108	68.564	5.249	0.023	
19,000.000	65.970	71.420	76.000	71.205	1.113	68.275	5.235	0.023	
19,500.000	65.940	71.370	76.000	71.127	1.129	67.343	5.187	0.023	
20,000.000	65.830	71.260	76.000	71.052	1.117	68.023	5.222	0.023	
20,500.000	65.760	71.180	76.000	70.976	1.119	67.911	5.216	0.023	
20,501.000	65.760	71.180	76.000	70.976	1.119	67.911	5.216	0.023	
21,000.000	65.630	71.110	76.000	70.904	1.101	69.053	5.274	0.023	
21,100.000	65.700	71.100	76.000	70.886	1.129	67.326	5.186	0.023	
21,300.000	65.620	71.090	76.000	70.857	1.112	68.332	5.237	0.023	
21,500.000	65.620	71.040	76.000	70.826	1.122	67.720	5.206	0.023	
22,000.000	65.550	70.910	76.000	70.749	1.124	67.589	5.199	0.023	
22,500.000	65.440	70.840	76.000	70.675	1.113	68.286	5.235	0.023	
22,900.000	65.470	70.760	76.000	70.610	1.144	66.427	5.140	0.023	
23,000.000	65.380	70.800	76.000	70.597	1.119	67.931	5.217	0.023	
23,200.000	65.300	70.740	76.000	70.569	1.102	68.955	5.269	0.023	
23,300.000	65.230	71.730	76.000	70.551	1.129	67.320	5.321	0.023	
23,393.000	65.270	71.770	76.000	70.534	1.148	66.226	5.264	0.023	
23,394.000	65.270	71.770	75.500	70.534	1.140	66.226	5.264	0.023	
23,445.000	65.270	71.770	75.500	70.512	1.147	65.806	5.242	0.058	
23,455.000	65.270	71.600	75.500	70.456	1.456	51.864	5.186	0.058	
23,465.000	65.270	71.600	75.500	70.435	1.462	51.649	5.165	0.058	
23,475.000	65.290	71.600	75.500	70.412	1.474	51.221	5.122	0.058	
23,485.000	65.290	71.790	75.500	70.445	1.177	64.149	5.155	0.024	
23,500.000	65.250	71.750	75.500	70.444	1.164	64.880	5.194	0.024	
23,720.000	65.270	71.770	75.500	70.397	1.187	63.611	5.127	0.024	
23,721.000	65.270	71.770	74.900	70.397	1.177	63.611	5.127	0.024	
23,900.000	65.080	71.580	74.900	70.369	1.123	66.695	5.289	0.024	
24,000.000	65.190	71.690	74.900	70.345	1.168	64.139	5.155	0.024	
24,200.000	65.220	71.720	74.900	70.300	1.194	62.744	5.080	0.024	
24,500.000	65.080	71.580	74.900	70.242	1.165	64.287	5.162	0.024	
24,865.000	64.980	71.480	74.900	70.172	1.155	64.851	5.192	0.024	
24,865.000	64.980	71.480	74.300	70.172	1.146	64.851	5.192	0.024	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m ³ /s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m ²)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
25,000.000	64.970	71.470	74.300	70.146	1.151	64.538	5.176	0.024	
25,500.000	64.950	71.450	74.300	70.043	1.180	62.974	5.093	0.024	
25,644.000	64.830	71.330	74.300	70.018	1.147	64.771	5.188	0.024	
25,645.000	64.830	71.330	73.600	70.018	1.136	64.771	5.188	0.024	
25,900.000	64.870	71.370	73.600	69.965	1.168	63.012	5.095	0.024	
26,000.000	64.670	71.170	73.600	69.953	1.105	66.588	5.283	0.024	
26,413.000	64.630	71.130	73.600	69.879	1.116	65.936	5.249	0.024	
26,413.000	64.630	71.130	73.000	69.879	1.107	65.936	5.249	0.024	
26,500.000	64.660	71.160	73.000	69.862	1.122	65.034	5.202	0.024	
27,000.000	64.660	71.160	73.000	69.763	1.156	63.172	5.103	0.024	
27,500.000	64.450	70.950	73.000	69.674	1.115	65.452	5.224	0.024	
28,000.000	64.410	70.910	73.000	69.580	1.133	64.436	5.170	0.024	
28,112.000	64.300	70.800	73.000	69.564	1.103	66.212	5.264	0.024	
28,113.000	64.300	70.800	72.300	69.564	1.092	66.212	5.264	0.024	
28,200.000	64.340	70.840	72.300	69.546	1.110	65.120	5.206	0.024	
28,500.000	64.190	70.690	72.300	69.498	1.078	67.076	5.308	0.024	
29,000.000	64.160	70.660	72.300	69.412	1.095	66.000	5.252	0.024	
29,193.000	64.060	70.560	72.300	69.383	1.074	67.347	5.323	0.024	
29,193.000	64.060	70.560	71.700	69.383	1.065	67.347	5.323	0.065	
29,203.000	64.060	70.600	71.700	69.330	1.361	52.699	5.270	0.065	
29,213.000	64.060	70.600	71.700	69.307	1.367	52.467	5.247	0.065	
29,223.000	64.070	70.600	71.700	69.283	1.375	52.127	5.213	0.065	
29,233.000	64.080	70.580	71.700	69.306	1.140	62.874	5.226	0.025	
29,500.000	64.090	70.590	71.700	69.249	1.163	61.649	5.159	0.025	
29,700.000	63.980	70.480	71.700	69.212	1.138	62.997	5.232	0.025	
29,800.000	64.030	70.530	71.700	69.189	1.163	61.648	5.159	0.025	
30,000.000	63.960	70.460	71.700	69.150	1.153	62.210	5.190	0.025	
30,200.000	63.910	70.410	71.700	69.110	1.149	62.402	5.200	0.025	
30,300.000	64.030	70.530	71.700	69.083	1.201	59.701	5.053	0.025	
30,500.000	63.800	70.300	71.700	69.049	1.132	63.314	5.249	0.025	
30,600.000	64.030	70.530	71.700	69.017	1.225	58.509	4.987	0.025	
31,000.000	63.740	70.240	71.700	68.939	1.150	62.374	5.199	0.025	
31,100.000	63.700	70.200	71.700	68.920	1.142	62.764	5.220	0.025	
31,118.000	63.630	70.130	71.700	68.919	1.119	64.054	5.289	0.025	
31,118.000	63.630	70.130	71.700	68.919	1.119	64.054	5.289	0.025	
31,300.000	63.770	70.270	71.700	68.875	1.182	60.653	5.105	0.025	
31,500.000	63.610	70.110	71.700	68.839	1.139	62.939	5.229	0.025	
31,573.000	63.660	70.160	71.700	68.822	1.162	61.694	5.162	0.025	
31,574.000	63.660	70.160	71.700	68.822	1.162	61.694	5.162	0.025	
31,700.000	63.740	70.240	71.700	68.790	1.202	59.649	5.050	0.025	
31,800.000	63.580	70.080	71.700	68.775	1.151	62.302	5.195	0.025	
31,900.000	63.570	70.070	71.700	68.754	1.154	62.107	5.184	0.025	
32,000.000	63.710	70.210	71.700	68.725	1.215	59.023	5.015	0.025	
32,200.000	63.510	70.010	71.700	68.689	1.156	62.009	5.179	0.025	
32,500.000	63.480	69.980	71.700	68.626	1.168	61.401	5.146	0.025	
33,000.000	63.320	69.820	71.700	68.527	1.147	62.521	5.207	0.025	
33,200.000	63.340	69.840	71.700	68.483	1.169	61.354	5.143	0.025	
33,235.000	63.290	69.790	71.700	68.478	1.153	62.177	5.188	0.025	
33,236.000	63.290	69.790	71.700	68.478	1.153	62.177	5.188	0.025	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m^2)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
33,500.000	63.190	69.690	71.700	68.428	1.136	63.100	5.238	0.025	
33,800.000	63.160	69.660	71.700	68.368	1.146	62.544	5.208	0.025	
33,900.000	63.250	69.750	71.700	68.342	1.187	60.420	5.092	0.025	
34,000.000	63.090	69.590	71.700	68.328	1.136	63.098	5.238	0.025	
34,100.000	63.120	69.620	71.700	68.306	1.154	62.138	5.186	0.025	
34,200.000	63.120	69.620	71.700	68.276	1.164	61.582	5.156	0.033	
34,211.000	63.120	69.170	71.700	68.298	0.923	77.673	5.178	0.033	
34,221.000	63.100	70.000	71.700	68.269	1.165	61.566	5.169	0.033	
34,231.000	63.100	70.000	71.700	68.265	1.166	61.495	5.165	0.033	
34,241.000	63.100	70.000	71.700	68.279	1.001	71.628	5.179	0.033	
34,300.000	63.700	70.000	71.700	68.245	1.099	65.251	4.545	0.033	
34,314.000	63.900	70.200	71.700	68.229	1.177	60.930	4.329	0.033	
34,323.000	63.100	70.200	71.700	68.241	1.037	69.162	5.141	0.033	
34,323.000	62.260	74.260	28.918	68.240	1.114	25.957	5.980	0.033	
34,334.000	53.050	73.050	28.918	68.223	1.114	25.953	15.173	0.033	
34,398.000	53.050	73.050	28.918	68.093	1.114	25.970	15.043	0.033	
34,408.000	62.000	74.000	28.918	68.079	1.111	26.032	6.079	0.033	
34,409.000	62.250	69.600	71.700	68.079	0.879	81.601	5.829	0.033	
34,419.000	63.050	69.550	71.700	68.040	1.224	58.566	4.990	0.023	
34,500.000	62.750	69.250	71.700	68.037	1.120	64.013	5.287	0.023	
34,700.000	62.850	69.350	71.700	67.995	1.168	61.389	5.145	0.023	
35,000.000	62.680	69.180	71.700	67.946	1.127	63.617	5.266	0.023	
35,100.000	62.760	69.260	71.700	67.923	1.162	61.726	5.163	0.023	
35,164.000	62.710	69.210	71.700	67.913	1.148	62.460	5.203	0.023	
35,165.000	62.710	69.210	71.700	67.913	1.148	62.460	5.203	0.023	
35,400.000	62.670	69.170	71.700	67.870	1.149	62.408	5.200	0.023	
35,438.000	62.650	69.150	71.700	67.864	1.144	62.661	5.214	0.023	
35,439.000	62.650	69.150	71.600	67.864	1.143	62.661	5.214	0.023	
35,500.000	62.630	69.130	71.600	67.854	1.139	62.837	5.224	0.023	
35,662.000	62.620	69.120	71.600	67.817	1.148	62.344	5.197	0.032	
35,677.000	62.600	68.960	71.600	67.857	0.685	104.551	5.257	0.032	
35,800.000	62.600	68.960	71.600	67.794	0.496	144.358	5.194	0.390	
35,810.000	60.000	69.000	71.600	67.799	0.013	5,326.406	7.799	0.390	
36,700.000	60.000	69.000	71.600	67.795	0.013	5,319.604	7.795	0.390	
36,710.000	62.720	68.960	71.600	67.779	0.553	129.450	5.059	0.032	
37,100.000	62.720	68.960	71.600	67.756	0.556	128.697	5.036	0.032	
37,110.000	58.000	66.000	71.600	67.770	0.021	3,338.593	9.770	0.390	
37,590.000	58.000	66.000	71.600	67.766	0.021	3,334.756	9.766	0.390	
37,600.000	62.720	68.960	71.600	67.741	0.518	138.219	5.021	0.390	
37,630.000	62.720	67.000	71.600	67.697	0.831	86.196	4.977	0.032	
37,648.000	62.710	69.210	71.600	67.651	1.241	57.688	4.941	0.022	
37,700.000	62.710	69.210	71.600	67.640	1.245	57.497	4.930	0.022	
38,000.000	62.600	69.100	71.600	67.585	1.224	58.483	4.985	0.022	
38,269.000	62.580	69.080	71.600	67.532	1.237	57.898	4.952	0.022	
38,270.000	62.580	69.080	70.800	67.532	1.223	57.898	4.952	0.039	
38,278.000	62.580	68.600	70.800	67.470	1.609	44.008	4.890	0.039	
38,288.000	62.580	68.600	70.800	67.456	1.613	43.887	4.876	0.039	
38,298.000	62.580	68.600	70.800	67.443	1.618	43.765	4.863	0.039	
38,310.000	62.600	69.100	70.800	67.490	1.247	56.786	4.890	0.023	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m^2)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
38,400.000	62.600	69.100	70.800	67.468	1.255	56.399	4.868	0.023	
38,500.000	62.510	69.010	70.800	67.449	1.228	57.658	4.939	0.023	
38,520.000	62.500	69.000	70.800	67.445	1.226	57.763	4.945	0.023	
38,521.000	62.500	69.000	70.000	67.445	1.212	57.763	4.945	0.023	
38,600.000	62.540	69.040	70.000	67.425	1.235	56.693	4.885	0.023	
39,000.000	62.460	68.960	70.000	67.334	1.239	56.504	4.874	0.023	
39,200.000	62.490	68.990	70.000	67.283	1.271	55.080	4.793	0.023	
39,500.000	62.320	68.820	70.000	67.219	1.229	56.941	4.899	0.023	
39,700.000	62.310	68.810	70.000	67.172	1.244	56.289	4.862	0.023	
39,710.000	62.310	68.810	70.000	67.170	1.245	56.246	4.860	0.023	
39,711.000	62.310	68.810	69.200	67.170	1.230	56.246	4.860	0.023	
39,800.000	62.390	68.890	69.200	67.143	1.272	54.385	4.753	0.023	
40,000.000	62.220	68.720	69.200	67.103	1.221	56.667	4.883	0.023	
40,200.000	62.190	68.690	69.200	67.058	1.227	56.404	4.868	0.023	
40,400.000	62.220	68.720	69.200	67.008	1.258	54.998	4.788	0.023	
40,500.000	62.160	68.660	69.200	66.987	1.243	55.673	4.827	0.023	
40,709.000	62.080	68.580	69.200	66.941	1.230	56.276	4.861	0.023	
40,710.000	62.080	68.580	68.400	66.941	1.215	56.276	4.861	0.023	
40,800.000	62.010	68.510	68.400	66.924	1.195	57.219	4.914	0.023	
41,000.000	62.040	68.540	68.400	66.878	1.224	55.861	4.838	0.023	
41,400.000	61.860	68.360	68.400	66.797	1.187	57.614	4.937	0.023	
41,500.000	61.900	68.400	68.400	66.773	1.211	56.477	4.873	0.023	
41,600.000	61.940	68.440	68.400	66.747	1.236	55.326	4.807	0.023	
41,700.000	61.880	68.380	68.400	66.727	1.221	56.018	4.847	0.023	
41,819.000	61.910	68.410	68.400	66.674	1.253	54.573	4.764	0.037	
41,829.000	61.950	67.890	68.400	66.610	1.631	41.940	4.660	0.037	
41,839.000	61.870	67.890	68.400	66.602	1.606	42.591	4.732	0.037	
41,849.000	61.870	67.890	68.400	66.590	1.610	42.480	4.720	0.037	
41,859.000	61.870	66.910	68.400	66.636	1.252	54.615	4.766	0.024	
41,900.000	61.920	66.910	68.400	66.623	1.278	53.509	4.703	0.024	
42,000.000	61.840	66.910	68.400	66.600	1.255	54.503	4.760	0.024	
42,200.000	61.780	66.870	68.400	66.551	1.251	54.690	4.771	0.024	
42,239.000	61.800	66.870	68.400	66.539	1.263	54.136	4.739	0.025	
42,254.000	61.810	66.870	68.400	66.574	0.837	81.693	4.764	0.130	
42,350.000	60.000	67.000	68.400	66.530	0.127	536.487	6.530	0.130	
42,790.000	60.000	67.000	68.400	66.493	0.129	528.738	6.493	0.130	
42,800.000	61.670	66.870	68.400	66.477	0.564	121.197	4.807	0.025	
43,540.000	61.670	66.870	68.400	66.417	0.574	119.242	4.747	0.130	
43,550.000	59.000	66.000	68.400	66.430	0.053	1,296.254	7.430	0.130	
43,840.000	59.000	66.000	68.400	66.428	0.053	1,295.296	7.428	0.130	
43,850.000	61.670	66.870	68.400	66.398	0.758	90.275	4.728	0.025	
43,864.000	61.670	66.870	68.400	66.341	1.292	52.960	4.671	0.021	
43,900.000	61.660	66.450	68.400	66.333	1.290	53.005	4.673	0.021	
44,000.000	61.660	66.700	68.400	66.311	1.300	52.623	4.651	0.021	
44,100.000	61.650	66.730	68.400	66.289	1.305	52.417	4.639	0.021	
44,101.000	61.650	66.730	66.200	66.289	1.263	52.417	4.639	0.021	
44,500.000	61.460	66.600	66.200	66.219	1.215	54.483	4.759	0.021	
44,600.000	61.560	66.600	66.200	66.193	1.265	52.319	4.633	0.021	
44,700.000	61.450	66.580	66.200	66.179	1.227	53.962	4.729	0.021	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m ³ /s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m ²)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
45,000.000	61.480	66.500	66.200	66.116	1.264	52.364	4.636	0.021	
45,400.000	61.400	66.420	66.200	66.035	1.265	52.352	4.635	0.021	
45,500.000	61.360	66.340	66.200	66.016	1.256	52.713	4.656	0.021	
46,000.000	61.190	66.250	66.200	65.925	1.225	54.060	4.735	0.021	
46,400.000	61.160	66.020	66.200	65.847	1.244	53.231	4.687	0.021	
46,401.000	61.160	66.020	63.900	65.847	1.200	53.231	4.687	0.021	
46,500.000	61.100	66.260	63.900	65.831	1.183	54.002	4.731	0.021	
47,000.000	60.970	66.100	63.900	65.749	1.166	54.825	4.779	0.021	
47,300.000	60.890	66.070	63.900	65.701	1.154	55.389	4.811	0.021	
47,500.000	60.930	66.030	63.900	65.664	1.182	54.051	4.734	0.021	
47,634.000	60.830	66.920	63.900	65.634	1.156	55.266	4.804	0.032	
47,644.000	60.880	66.920	63.900	65.580	1.511	42.304	4.700	0.032	
47,654.000	60.880	66.920	63.900	65.573	1.513	42.233	4.693	0.032	
47,654.000	60.880	66.920	63.900	65.573	1.513	42.233	4.693	0.032	
47,664.000	60.760	66.920	63.900	65.571	1.476	43.299	4.811	0.032	
47,675.000	59.860	66.920	63.900	65.614	1.111	57.537	5.754	0.032	
47,674.000	59.610	69.610	31.950	65.614	1.500	21.307	6.004	0.032	
47,684.000	50.760	70.760	31.950	65.588	1.471	21.721	14.828	0.032	
47,703.000	50.760	70.760	31.950	65.514	1.473	21.683	14.754	0.032	
47,713.000	59.520	69.520	31.950	65.480	1.502	21.276	5.960	0.032	
47,714.000	59.720	66.780	63.900	65.480	1.109	57.598	5.760	0.032	
47,724.000	60.710	65.820	63.900	65.470	1.172	54.502	4.760	0.024	
47,800.000	60.710	65.880	63.900	65.452	1.179	54.187	4.742	0.024	
48,000.000	60.680	65.780	63.900	65.405	1.186	53.893	4.725	0.024	
48,187.000	60.690	65.760	63.900	65.358	1.208	52.906	4.668	0.024	
48,188.000	60.690	65.760	59.200	65.358	1.171	50.572	4.668	0.024	
48,300.000	60.610	65.730	59.200	65.334	1.149	51.522	4.724	0.024	
48,400.000	60.550	65.740	59.200	65.314	1.134	52.191	4.764	0.024	
48,500.000	60.510	65.670	59.200	65.293	1.127	52.518	4.783	0.024	
48,900.000	60.410	65.620	59.200	65.209	1.121	52.789	4.799	0.024	
49,000.000	60.510	65.580	59.200	65.182	1.169	50.636	4.672	0.024	
49,500.000	60.370	65.420	59.200	65.066	1.160	51.051	4.696	0.024	
50,000.000	60.250	65.360	59.200	64.952	1.158	51.143	4.702	0.024	
50,292.000	60.020	65.000	59.200	64.897	1.094	54.118	4.877	0.024	
50,293.000	60.020	65.000	54.500	64.897	1.007	54.118	4.877	0.019	
50,302.000	60.140	66.140	54.500	64.864	1.282	42.514	4.724	0.019	
50,312.000	60.040	66.140	54.500	64.865	1.255	43.428	4.825	0.019	
50,322.000	59.960	66.140	54.500	64.866	1.234	44.156	4.906	0.019	
50,332.000	59.960	65.290	54.500	64.888	1.038	52.525	4.928	0.019	
50,400.000	60.210	65.300	54.500	64.867	1.134	48.066	4.657	0.022	
50,500.000	60.150	65.230	54.500	64.851	1.117	48.779	4.701	0.022	
51,000.000	60.180	65.180	54.500	64.752	1.167	46.709	4.572	0.022	
51,100.000	60.070	65.150	54.500	64.738	1.130	48.242	4.668	0.022	
51,200.000	60.090	65.130	54.500	64.718	1.145	47.594	4.628	0.022	
51,300.000	60.080	65.110	54.500	64.698	1.149	47.446	4.618	0.022	
51,400.000	60.010	65.090	54.500	64.682	1.128	48.316	4.672	0.022	
51,500.000	60.010	65.070	54.500	64.663	1.135	48.009	4.653	0.022	
51,900.000	59.980	64.980	54.500	64.587	1.153	47.257	4.607	0.022	
52,000.000	60.020	65.040	54.500	64.564	1.178	46.259	4.544	0.022	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m ³ /s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m ²)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
52,294.000	59.760	65.020	54.500	64.521	1.095	49.759	4.761	0.020	
52,311.000	59.760	65.020	54.500	64.553	0.593	91.973	4.793	0.340	
52,411.000	53.000	65.000	54.500	64.447	0.015	3,713.050	11.447	0.340	
56,750.000	53.000	65.000	54.500	64.431	0.015	3,698.259	11.431	0.340	
56,850.000	60.110	65.020	54.500	64.404	0.688	79.189	4.294	0.020	
56,900.000	60.130	64.740	54.500	64.363	1.092	49.917	4.233	0.021	
57,000.000	60.110	64.740	54.500	64.348	1.090	50.001	4.238	0.021	
57,300.000	60.090	64.860	54.500	64.301	1.100	49.534	4.211	0.021	
57,500.000	60.030	64.870	54.500	64.271	1.089	50.055	4.241	0.021	
58,000.000	59.910	64.790	54.500	64.199	1.071	50.873	4.289	0.021	
58,500.000	59.880	64.650	54.500	64.123	1.088	50.084	4.243	0.021	
58,609.000	59.830	64.650	54.500	64.108	1.075	50.687	4.278	0.021	
58,610.000	59.830	64.650	53.500	64.108	1.055	50.687	4.278	0.021	
59,009.000	59.800	64.610	53.500	64.050	1.066	50.203	4.250	0.021	
59,010.000	59.800	64.610	52.400	64.050	1.044	50.203	4.250	0.021	
59,500.000	59.700	64.510	52.400	63.984	1.032	50.789	4.284	0.021	
60,000.000	59.670	64.350	52.400	63.914	1.046	50.100	4.244	0.021	
60,500.000	59.580	64.370	52.400	63.845	1.038	50.469	4.265	0.021	
60,872.000	59.530	65.240	52.400	63.787	1.041	50.325	4.257	0.030	
60,882.000	59.530	65.240	52.400	63.761	1.239	42.306	4.231	0.030	
60,892.000	59.530	65.240	52.400	63.756	1.240	42.258	4.226	0.030	
60,902.000	59.480	65.240	52.400	63.753	1.226	42.730	4.273	0.030	
60,912.000	59.480	64.370	52.400	63.774	1.028	50.956	4.294	0.016	
61,000.000	59.500	64.310	52.400	63.766	1.038	50.473	4.266	0.016	
61,073.000	59.450	64.170	52.400	63.759	1.023	51.215	4.309	0.023	
61,083.000	57.840	64.170	52.400	63.767	0.931	56.304	5.927	0.023	
61,084.000	57.440	67.440	26.200	63.767	1.217	21.529	6.327	0.023	
61,094.000	49.400	69.400	26.200	63.755	1.224	21.413	14.355	0.023	
61,142.000	49.400	69.400	26.200	63.684	1.226	21.378	14.284	0.023	
61,152.000	56.980	66.980	26.200	63.676	1.203	21.784	6.696	0.023	
61,153.000	57.380	64.050	52.400	63.676	0.876	59.813	6.296	0.023	
61,163.000	59.210	63.940	52.400	63.666	0.974	53.780	4.456	0.022	
61,200.000	59.260	64.120	52.400	63.659	0.993	52.787	4.399	0.022	
61,500.000	59.240	64.100	52.400	63.619	0.999	52.431	4.379	0.022	
62,000.000	59.160	63.910	52.400	63.553	0.995	52.679	4.393	0.022	
62,500.000	59.110	63.900	52.400	63.486	1.000	52.384	4.376	0.022	
62,700.000	59.010	63.890	52.400	63.463	0.975	53.728	4.453	0.022	
62,800.000	59.090	63.870	52.400	63.447	1.007	52.043	4.357	0.022	
63,000.000	59.040	63.860	52.400	63.421	0.999	52.459	4.381	0.022	
63,200.000	58.970	63.770	52.400	63.396	0.984	53.254	4.426	0.022	
63,266.000	59.020	63.770	52.400	63.381	1.005	52.120	4.361	0.030	
63,276.000	57.400	63.770	52.400	63.387	0.921	56.879	5.987	0.030	
63,275.000	57.000	67.000	26.200	63.387	1.215	21.571	6.387	0.030	
63,285.000	49.170	69.170	26.200	63.368	1.229	21.311	14.198	0.030	
63,335.000	49.170	69.170	26.200	63.249	1.233	21.245	14.079	0.030	
63,345.000	56.660	66.660	26.200	63.234	1.207	21.700	6.574	0.030	
63,346.000	57.060	63.770	52.400	63.234	0.893	58.654	6.174	0.030	
63,356.000	58.780	63.700	52.400	63.225	0.978	53.584	4.445	0.023	
63,400.000	58.780	63.590	52.400	63.218	0.980	53.472	4.438	0.023	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m^2)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
63,600.000	58.790	63.560	52.400	63.188	0.993	52.770	4.398	0.023	
64,000.000	58.740	63.480	52.400	63.129	0.996	52.613	4.389	0.023	
64,500.000	58.650	63.380	52.400	63.057	0.990	52.920	4.407	0.023	
64,831.000	58.650	63.370	52.400	63.006	1.007	52.033	4.356	0.023	
64,832.000	58.650	63.370	52.400	63.006	1.007	52.033	4.356	0.023	
64,900.000	58.550	63.370	52.400	62.999	0.976	53.665	4.449	0.023	
65,000.000	58.540	63.360	52.400	62.985	0.978	53.592	4.445	0.023	
65,500.000	58.540	63.250	52.400	62.910	1.002	52.280	4.370	0.023	
66,000.000	58.430	63.110	52.400	62.838	0.990	52.938	4.408	0.023	
66,500.000	58.310	63.170	52.400	62.769	0.973	53.832	4.459	0.023	
66,800.000	58.220	62.880	52.400	62.730	0.957	54.735	4.510	0.023	
66,862.000	58.210	63.000	52.400	62.722	0.957	54.768	4.512	0.023	
66,863.000	58.210	63.000	52.400	62.722	0.957	54.768	4.512	0.023	
66,900.000	58.190	63.060	52.400	62.717	0.952	55.046	4.527	0.023	
67,000.000	58.210	63.060	52.400	62.703	0.963	54.436	4.493	0.023	
67,200.000	58.210	63.020	52.400	62.675	0.971	53.940	4.465	0.023	
67,500.000	58.140	63.000	52.400	62.635	0.962	54.474	4.495	0.023	
67,868.000	58.100	63.000	52.400	62.585	0.965	54.300	4.485	0.023	
67,869.000	58.100	63.000	52.400	62.585	0.965	54.300	4.485	0.023	
68,000.000	58.090	62.880	52.400	62.567	0.968	54.158	4.477	0.023	
68,265.000	58.070	62.590	52.400	62.522	0.975	53.722	4.452	0.027	
68,275.000	58.070	63.600	52.400	62.538	0.782	67.025	4.468	0.027	
68,285.000	58.290	63.600	52.400	62.488	1.248	41.980	4.198	0.027	
68,295.000	58.290	63.600	52.400	62.484	1.249	41.941	4.194	0.027	
68,305.000	58.290	62.580	52.400	62.505	1.056	49.601	4.215	0.017	
68,400.000	58.050	62.580	52.400	62.505	0.975	53.767	4.455	0.017	
68,473.000	58.030	63.000	52.400	62.498	0.970	53.999	4.468	0.021	
68,483.000	56.420	63.000	52.400	62.503	0.907	57.791	6.083	0.021	
68,484.000	56.020	66.020	26.200	62.503	1.211	21.638	6.483	0.021	
68,494.000	48.000	68.000	26.200	62.493	1.218	21.503	14.493	0.021	
68,603.000	48.000	68.000	26.200	62.358	1.223	21.426	14.358	0.021	
68,613.000	55.740	65.740	26.200	62.351	1.206	21.725	6.611	0.021	
68,614.000	56.150	62.700	52.400	62.351	0.890	58.907	6.201	0.021	
68,624.000	57.720	62.600	52.400	62.347	0.922	56.830	4.627	0.024	
68,700.000	57.760	62.620	52.400	62.335	0.937	55.903	4.575	0.024	
69,000.000	57.720	62.550	52.400	62.295	0.937	55.893	4.575	0.024	
69,276.000	57.660	62.560	52.400	62.258	0.930	56.321	4.598	0.024	
69,277.000	57.660	62.560	51.600	62.258	0.916	56.321	4.598	0.024	
69,500.000	57.660	62.440	51.600	62.229	0.925	55.785	4.569	0.024	
70,000.000	57.550	62.400	51.600	62.165	0.911	56.626	4.615	0.024	
70,300.000	57.550	62.350	51.600	62.126	0.923	55.912	4.576	0.024	
70,500.000	57.490	62.270	51.600	62.101	0.913	56.545	4.611	0.024	
71,000.000	57.450	62.140	51.600	62.036	0.920	56.098	4.586	0.024	
71,500.000	57.410	62.150	51.600	61.970	0.928	55.626	4.560	0.024	
71,615.000	57.370	62.070	51.600	61.955	0.920	56.086	4.585	0.024	
71,615.000	57.370	62.070	50.700	61.955	0.904	56.086	4.585	0.024	
72,000.000	57.300	62.080	50.700	61.908	0.897	56.497	4.608	0.024	
72,500.000	57.180	62.020	50.700	61.850	0.880	57.614	4.670	0.024	
73,000.000	57.100	61.920	50.700	61.793	0.874	58.031	4.693	0.024	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m^2)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
73,200.000	57.100	61.580	50.700	61.758	0.884	57.359	4.658	0.040	
73,211.000	57.100	62.770	50.700	61.732	1.095	46.319	4.632	0.040	
73,221.000	57.120	62.770	50.700	61.725	1.101	46.052	4.605	0.040	
73,231.000	57.120	62.770	50.700	61.719	1.102	45.990	4.599	0.040	
73,241.000	57.120	62.300	50.700	61.734	0.934	54.288	4.614	0.023	
73,300.000	57.060	61.860	50.700	61.728	0.918	55.242	4.668	0.023	
73,500.000	57.050	61.830	50.700	61.698	0.965	52.563	4.648	0.023	
74,000.000	56.970	61.770	50.700	61.630	0.961	52.775	4.660	0.023	
74,200.000	57.000	61.740	50.700	61.600	0.980	51.757	4.600	0.023	
74,500.000	56.870	61.680	50.700	61.562	0.951	53.327	4.692	0.023	
74,700.000	56.810	61.570	50.700	61.537	0.940	53.934	4.727	0.023	
75,000.000	56.770	61.530	50.700	61.499	0.939	53.965	4.729	0.023	
75,300.000	56.760	61.530	50.700	61.460	0.948	53.454	4.700	0.023	
75,500.000	56.690	61.490	50.700	61.429	0.979	51.772	4.739	0.023	
75,700.000	56.750	61.700	50.700	61.389	1.061	47.778	4.639	0.023	
76,000.000	56.620	61.430	50.700	61.341	1.032	49.112	4.721	0.023	
76,400.000	56.640	61.470	50.700	61.270	1.064	47.634	4.630	0.023	
76,500.000	56.590	61.380	50.700	61.254	1.052	48.180	4.664	0.023	
76,800.000	56.510	61.300	50.700	61.213	0.991	51.160	4.703	0.023	
77,000.000	56.480	60.990	50.700	61.190	0.946	53.582	4.710	0.023	
77,300.000	56.440	61.230	50.700	61.151	0.945	53.657	4.711	0.023	
77,500.000	56.480	61.160	50.700	61.123	0.966	52.476	4.643	0.023	
77,700.000	56.400	61.380	50.700	61.097	0.949	53.418	4.697	0.023	
78,000.000	56.360	61.380	50.700	61.058	0.949	53.431	4.698	0.023	
78,100.000	56.350	61.030	50.700	61.045	0.950	53.375	4.695	0.023	
78,101.000	56.350	61.030	50.700	61.045	0.950	53.375	4.695	0.023	
78,500.000	56.290	61.030	50.700	60.993	0.947	53.515	4.703	0.023	
79,000.000	56.190	60.760	50.700	60.930	0.937	54.123	4.740	0.023	
79,362.000	56.220	60.900	50.700	60.881	0.960	52.791	4.661	0.023	
79,363.000	56.220	60.900	50.700	60.881	0.960	52.791	4.661	0.040	
79,373.000	56.160	61.850	50.700	60.883	0.894	56.681	4.723	0.040	
79,383.000	56.160	61.850	50.700	60.880	0.895	56.638	4.720	0.040	
79,393.000	56.200	61.850	50.700	60.876	0.904	56.107	4.676	0.040	
79,400.000	56.120	61.350	50.700	60.874	0.889	57.054	4.754	0.040	
79,408.000	55.320	61.380	50.700	60.883	0.759	66.757	5.563	0.040	
79,409.000	55.120	65.120	14.447	60.884	0.683	21.141	5.764	0.040	
79,419.000	46.120	66.120	14.447	60.876	0.667	21.674	14.756	0.040	
79,629.000	46.120	66.120	14.447	60.605	0.672	21.508	14.485	0.040	
79,639.000	54.860	64.860	14.447	60.594	0.684	21.121	5.734	0.040	
79,640.000	55.060	61.790	50.700	60.594	0.763	66.409	5.534	0.040	
79,650.000	55.830	63.830	50.700	60.581	0.894	56.726	4.751	0.029	
79,700.000	55.790	63.790	50.700	60.573	0.885	57.302	4.783	0.029	
80,000.000	55.740	63.740	50.700	60.522	0.885	57.273	4.782	0.029	
80,300.000	55.750	63.750	50.700	60.467	0.903	56.116	4.717	0.029	
80,400.000	55.730	63.730	50.700	60.449	0.903	56.151	4.719	0.029	
80,500.000	55.680	63.680	50.700	60.432	0.894	56.740	4.752	0.029	
80,900.000	55.730	60.500	50.700	60.356	0.930	54.503	4.626	0.029	
81,000.000	55.630	60.500	50.700	60.339	0.906	55.976	4.709	0.029	
81,100.000	55.670	60.500	50.700	60.319	0.923	54.908	4.649	0.029	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m^2)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
81,300.000	55.600	60.500	50.700	60.282	0.914	55.491	4.682	0.029	
81,300.000	55.600	60.500	50.100	60.282	0.903	55.491	4.682	0.029	
81,500.000	55.450	60.300	50.100	60.250	0.870	57.602	4.800	0.029	
81,800.000	55.430	60.300	50.100	60.199	0.878	57.048	4.769	0.029	
82,000.000	55.440	60.300	50.100	60.164	0.891	56.232	4.724	0.029	
82,400.000	55.310	60.300	50.100	60.097	0.873	57.359	4.787	0.029	
82,500.000	55.360	60.300	50.100	60.078	0.893	56.127	4.718	0.029	
82,600.000	55.350	60.300	50.100	60.060	0.895	55.986	4.710	0.029	
82,804.000	55.350	60.300	50.100	60.022	0.906	55.313	4.672	0.029	
82,805.000	55.350	60.300	50.100	60.022	0.989	50.641	4.672	0.023	
82,815.000	55.330	60.300	50.100	60.045	0.708	70.727	4.715	0.023	
82,825.000	55.330	60.300	50.100	60.044	0.708	70.717	4.714	0.023	
82,825.000	55.330	60.300	50.100	60.021	0.712	70.358	4.691	0.023	
82,835.000	55.350	60.300	50.100	60.020	0.715	70.045	4.670	0.023	
82,845.000	55.320	59.960	50.100	59.995	0.988	50.694	4.675	0.021	
82,900.000	55.420	59.960	50.100	59.984	1.025	48.860	4.564	0.021	
83,000.000	55.510	60.140	50.100	59.966	1.064	47.100	4.456	0.021	
83,100.000	55.900	60.200	50.100	59.927	1.240	40.400	4.027	0.021	
83,200.000	55.830	60.320	50.100	59.908	1.217	41.172	4.078	0.021	
83,300.000	56.160	60.060	50.100	59.856	1.409	35.553	3.696	0.021	
83,400.000	56.180	60.060	50.100	59.818	1.442	34.738	3.638	0.021	
83,500.000	56.550	60.110	50.100	59.722	1.762	28.434	3.172	0.021	
83,600.000	56.280	59.940	50.100	59.703	1.577	31.762	3.423	0.021	
83,700.000	55.960	60.100	50.100	59.696	1.387	36.121	3.736	0.021	
83,800.000	55.920	60.090	50.100	59.666	1.381	36.274	3.746	0.021	
83,900.000	55.830	60.090	50.100	59.642	1.346	37.226	3.812	0.021	
84,000.000	56.010	60.130	50.100	59.592	1.476	33.944	3.582	0.021	
84,100.000	55.560	60.070	50.100	59.597	1.236	40.549	4.037	0.021	
84,200.000	55.330	60.080	50.100	59.588	1.140	43.955	4.258	0.021	
84,300.000	55.280	60.040	50.100	59.572	1.126	44.488	4.292	0.021	
84,445.000	55.140	60.130	50.100	59.552	1.080	46.395	4.412	0.022	
84,455.000	55.140	60.130	50.100	59.515	1.363	36.746	4.375	0.022	
84,464.000	54.600	60.130	50.100	59.532	1.209	41.431	4.932	0.022	
84,465.000	54.400	60.130	25.050	59.532	1.460	17.159	5.132	0.022	
84,485.000	45.830	60.130	25.050	59.505	1.430	17.516	13.675	0.022	
84,555.000	45.780	60.130	25.050	59.355	1.430	17.512	13.575	0.022	
84,565.000	53.280	60.130	25.050	59.342	1.412	17.736	6.062	0.022	
84,566.000	53.480	60.130	50.100	59.342	1.017	49.242	5.862	0.022	
84,575.000	55.330	59.750	50.100	59.327	1.140	43.960	3.997	0.020	
84,600.000	55.330	59.750	50.100	59.323	1.142	43.887	3.993	0.020	
85,000.000	55.210	59.780	50.100	59.258	1.119	44.772	4.048	0.020	
85,500.000	55.100	59.640	50.100	59.179	1.107	45.266	4.079	0.020	
85,680.000	55.020	59.260	50.100	59.153	1.086	46.151	4.133	0.020	
85,681.000	55.020	59.260	47.800	59.153	1.036	46.151	4.133	0.020	
86,000.000	55.110	59.650	47.800	59.100	1.090	43.842	3.990	0.020	
86,100.000	55.040	59.640	47.800	59.087	1.068	44.758	4.047	0.020	
86,101.000	55.040	59.650	45.400	59.087	1.014	44.758	4.047	0.020	
86,500.000	54.860	59.460	45.400	59.041	0.967	46.944	4.181	0.020	
87,000.000	54.800	59.310	45.400	58.982	0.967	46.957	4.182	0.020	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m^2)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
87,500.000	54.750	59.220	45.400	58.922	0.970	46.796	4.172	0.020	
87,715.000	54.730	59.300	45.400	58.897	0.972	46.701	4.167	0.020	
87,725.000	54.730	59.300	45.400	58.883	1.093	41.525	4.153	0.020	
87,735.000	54.730	59.300	45.400	58.881	1.094	41.509	4.151	0.020	
87,735.000	54.730	59.300	45.400	58.855	1.100	41.255	4.125	0.020	
87,745.000	54.730	59.300	45.400	58.854	1.101	41.238	4.124	0.020	
87,755.000	54.730	59.300	45.400	58.865	0.983	46.178	4.135	0.022	
88,000.000	54.680	58.370	45.400	58.828	0.984	46.140	4.148	0.022	
88,500.000	54.610	59.260	45.400	58.755	0.979	46.354	4.145	0.022	
89,000.000	54.700	59.130	45.400	58.668	1.044	43.492	3.968	0.022	
89,500.000	54.540	59.030	45.400	58.587	1.015	44.748	4.047	0.022	
90,000.000	54.420	58.950	45.400	58.508	0.999	45.423	4.088	0.022	
90,500.000	54.340	58.590	45.400	58.430	0.999	45.455	4.090	0.022	
91,000.000	54.220	58.840	45.400	58.356	0.983	46.191	4.136	0.022	
91,057.000	54.230	58.800	45.400	58.346	0.990	45.877	4.116	0.022	
91,058.000	54.230	58.800	44.100	58.346	0.961	45.877	4.116	0.022	
91,500.000	54.180	58.740	44.100	58.282	0.966	45.642	4.102	0.022	
91,945.000	54.150	58.600	44.100	58.215	0.979	45.038	4.065	0.022	
91,946.000	54.150	58.600	42.800	58.215	0.950	45.038	4.065	0.022	
92,000.000	54.190	58.510	42.800	58.205	0.967	44.241	4.015	0.022	
92,500.000	54.080	58.520	42.800	58.133	0.954	44.852	4.053	0.022	
92,556.000	54.050	58.520	42.800	58.126	0.946	45.220	4.076	0.022	
92,557.000	54.090	58.520	41.600	58.126	0.933	44.575	4.036	0.018	
92,566.000	54.070	58.520	41.600	58.102	1.146	36.289	4.032	0.018	
92,576.000	54.050	58.520	41.600	58.101	1.141	36.461	4.051	0.018	
92,576.000	54.050	58.520	41.600	58.074	1.149	36.212	4.024	0.018	
92,586.000	54.050	58.520	41.600	58.072	1.149	36.197	4.022	0.018	
92,600.000	54.050	58.510	41.600	58.083	1.027	40.498	4.033	0.023	
93,000.000	53.920	58.380	41.600	58.016	1.004	41.448	4.096	0.023	
93,500.000	53.890	58.380	41.600	57.926	1.026	40.547	4.036	0.023	
94,000.000	53.780	58.290	41.600	57.839	1.018	40.882	4.059	0.023	
94,500.000	53.730	58.290	41.600	57.747	1.033	40.260	4.017	0.023	
95,000.000	53.630	58.250	41.600	57.657	1.030	40.401	4.027	0.023	
95,170.000	53.720	58.250	41.600	57.614	1.083	38.426	3.894	0.027	
95,180.000	52.920	58.250	41.600	57.616	1.045	39.819	4.696	0.027	
95,181.000	52.720	58.250	20.835	57.616	1.230	16.944	4.896	0.027	
95,191.000	45.000	58.250	20.835	57.599	1.229	16.957	12.599	0.027	
95,211.000	45.000	58.250	20.835	57.554	1.226	16.988	12.554	0.027	
95,221.000	52.720	58.250	20.835	57.538	1.228	16.964	4.818	0.027	
95,222.000	52.920	58.250	41.600	57.538	1.062	39.158	4.618	0.027	
95,232.000	53.500	58.250	41.600	57.539	1.025	40.592	4.039	0.023	
95,300.000	53.460	58.090	41.600	57.528	1.014	41.031	4.068	0.023	
95,500.000	53.450	57.900	41.600	57.492	1.024	40.629	4.042	0.023	
96,000.000	53.450	57.840	41.600	57.393	1.063	39.150	3.943	0.023	
96,158.000	53.390	57.830	41.600	57.363	1.050	39.602	3.973	0.023	
96,159.000	53.390	57.830	41.600	57.363	1.050	39.602	3.973	0.023	
96,374.000	53.350	57.830	41.600	57.315	1.054	39.472	3.965	0.029	
96,388.000	53.310	57.830	41.600	57.314	0.742	56.078	4.004	0.384	
96,398.000	50.700	58.100	41.600	57.294	0.031	1,336.815	6.594	0.384	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m ³ /s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m ²)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
96,763.000	50.700	58.100	41.600	57.275	0.031	1,325.090	6.575	0.384	
96,773.000	53.410	57.830	41.600	57.243	0.789	52.702	3.833	0.029	
96,800.000	53.320	57.860	41.600	57.211	1.084	38.386	3.891	0.017	
97,000.000	53.310	57.830	41.600	57.187	1.090	38.171	3.877	0.017	
97,132.000	53.250	57.830	41.600	57.173	1.071	38.858	3.923	0.017	
97,133.000	53.250	57.830	41.600	57.173	1.071	38.858	3.923	0.017	
97,265.000	53.190	57.810	41.600	57.161	1.052	39.561	3.971	0.017	
97,266.000	53.190	57.810	41.600	57.161	1.052	39.561	3.971	0.017	
97,272.000	53.190	57.810	41.600	57.147	1.168	35.609	3.957	0.020	
97,282.000	53.190	57.810	41.600	57.145	1.169	35.591	3.955	0.020	
97,282.000	53.190	57.810	41.600	57.084	1.187	35.044	3.894	0.020	
97,292.000	53.190	57.810	41.600	57.082	1.188	35.026	3.892	0.020	
97,302.000	53.160	57.810	41.600	57.094	1.066	39.015	3.934	0.020	
97,500.000	53.170	57.700	41.600	57.062	1.084	38.392	3.892	0.020	
98,000.000	53.120	57.620	41.600	56.981	1.096	37.940	3.861	0.020	
98,500.000	53.010	57.500	41.600	56.903	1.083	38.413	3.893	0.020	
99,000.000	52.970	57.450	41.600	56.822	1.100	37.803	3.852	0.020	
99,389.000	52.930	57.390	41.600	56.756	1.111	37.432	3.826	0.020	
99,390.000	52.930	57.390	40.600	56.756	1.085	37.432	3.826	0.020	
99,500.000	52.840	57.370	40.600	56.743	1.053	38.556	3.903	0.020	
100,000.000	52.790	57.270	40.600	56.667	1.063	38.179	3.877	0.020	
100,500.000	52.730	57.160	40.600	56.590	1.070	37.931	3.860	0.020	
101,000.000	52.720	57.260	40.600	56.507	1.101	36.865	3.787	0.020	
101,089.000	52.690	57.000	40.600	56.493	1.094	37.098	3.803	0.020	
101,090.000	52.690	57.000	39.600	56.493	1.067	37.098	3.803	0.020	
101,500.000	52.650	57.080	39.600	56.428	1.078	36.727	3.778	0.020	
101,669.000	52.610	57.050	39.600	56.402	1.072	36.928	3.792	0.020	
101,670.000	52.610	57.050	38.600	56.402	1.045	36.928	3.792	0.020	
102,000.000	52.510	56.970	38.600	56.356	1.023	37.719	3.846	0.020	
102,224.000	52.490	56.950	38.600	56.324	1.028	37.540	3.834	0.020	
102,224.000	52.490	56.950	37.600	56.324	1.002	37.540	3.834	0.020	
102,500.000	52.420	56.940	37.600	56.288	0.988	38.046	3.868	0.020	
102,590.000	52.390	56.940	37.600	56.275	0.982	38.292	3.885	0.023	
102,600.000	52.390	56.940	37.600	56.263	1.079	34.855	3.873	0.023	
102,610.000	52.390	56.940	37.600	56.260	1.079	34.834	3.870	0.023	
102,610.000	52.390	56.940	37.600	56.215	1.092	34.423	3.825	0.023	
102,620.000	52.390	56.940	37.600	56.212	1.093	34.402	3.822	0.021	
102,630.000	52.400	56.940	37.600	56.220	1.007	37.338	3.820	0.021	
103,000.000	52.320	56.740	37.600	56.161	0.999	37.650	3.841	0.021	
103,500.000	52.260	56.750	37.600	56.080	1.007	37.341	3.820	0.021	
104,000.000	52.190	56.650	37.600	55.998	1.012	37.163	3.808	0.021	
104,001.000	52.190	56.650	36.800	55.998	0.990	37.163	3.808	0.021	
104,268.000	52.180	56.650	36.800	55.941	1.009	36.485	3.761	0.034	
104,278.000	51.380	56.650	36.800	55.943	0.949	38.786	4.563	0.034	
104,278.000	51.180	57.000	18.400	55.943	0.970	18.974	4.763	0.034	
104,289.000	42.180	57.000	18.400	55.929	0.949	19.385	13.749	0.034	
104,302.000	42.180	57.000	18.400	55.903	0.945	19.476	13.723	0.034	
104,312.000	51.180	57.000	18.400	55.885	0.972	18.936	4.705	0.034	
104,313.000	51.210	56.550	36.800	55.885	0.926	39.739	4.675	0.034	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m^2)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
104,325.000	52.020	56.550	36.800	55.878	0.971	37.900	3.858	0.020	
104,400.000	52.020	56.550	36.800	55.867	0.975	37.740	3.847	0.020	
104,500.000	52.020	56.550	36.800	55.853	0.981	37.523	3.833	0.020	
105,000.000	51.940	56.450	36.800	55.781	0.977	37.653	3.841	0.020	
105,500.000	51.890	56.370	36.800	55.709	0.986	37.319	3.819	0.020	
106,000.000	51.800	56.350	36.800	55.637	0.979	37.589	3.837	0.020	
106,039.000	51.790	56.250	36.800	55.632	0.977	37.656	3.842	0.020	
106,040.000	51.790	56.250	36.300	55.632	0.964	37.656	3.842	0.020	
106,500.000	51.740	56.190	36.300	55.567	0.970	37.442	3.827	0.020	
107,000.000	51.640	56.150	36.300	55.499	0.958	37.910	3.859	0.020	
107,499.000	51.550	56.100	36.300	55.433	0.949	38.260	3.883	0.020	
107,500.000	51.550	56.100	35.800	55.433	0.936	38.260	3.883	0.020	
107,511.000	51.550	57.100	35.800	55.422	1.027	34.847	3.872	0.023	
107,516.000	51.550	57.100	35.800	55.421	1.028	34.837	3.871	0.023	
107,516.000	51.550	57.100	35.800	55.398	1.034	34.635	3.848	0.023	
107,522.000	51.550	57.100	35.800	55.397	1.034	34.623	3.847	0.023	
107,532.000	51.550	56.100	35.800	55.404	0.946	37.839	3.854	0.021	
107,600.000	51.550	56.040	35.800	55.394	0.950	37.695	3.844	0.021	
108,000.000	51.500	56.000	35.800	55.338	0.952	37.596	3.838	0.021	
108,500.000	51.400	55.920	35.800	55.269	0.941	38.053	3.869	0.021	
108,935.000	51.350	55.850	35.800	55.208	0.945	37.900	3.858	0.021	
108,936.000	51.350	55.850	35.800	55.208	0.945	37.900	3.858	0.021	
109,000.000	51.350	55.850	35.800	55.199	0.948	37.765	3.849	0.021	
109,500.000	51.270	55.770	35.800	55.130	0.944	37.921	3.860	0.021	
110,000.000	51.150	55.710	35.800	55.064	0.925	38.722	3.914	0.021	
110,132.000	51.150	55.710	35.800	55.046	0.931	38.456	3.896	0.021	
110,133.000	51.150	55.710	35.600	55.046	0.926	38.456	3.896	0.021	
110,500.000	51.120	55.670	35.600	54.997	0.933	38.167	3.877	0.021	
110,856.000	51.070	55.620	35.600	54.949	0.932	38.199	3.879	0.021	
110,857.000	51.070	55.620	35.600	54.949	0.932	38.199	3.879	0.021	
111,000.000	51.050	55.570	35.600	54.930	0.932	38.211	3.880	0.021	
111,172.000	51.040	55.450	35.600	54.905	0.937	37.991	3.865	0.023	
111,182.000	51.040	55.450	35.600	54.894	1.026	34.684	3.854	0.023	
111,188.000	51.040	55.450	35.600	54.892	1.027	34.672	3.852	0.023	
111,188.000	51.040	55.450	35.600	54.785	1.056	33.704	3.745	0.023	
111,196.000	51.040	55.450	35.600	54.783	1.057	33.687	3.743	0.023	
111,206.000	51.040	55.450	35.600	54.789	0.980	36.314	3.749	0.021	
111,300.000	51.050	55.480	35.600	54.773	0.990	35.943	3.723	0.021	
111,500.000	50.980	55.470	35.600	54.743	0.975	36.521	3.763	0.021	
111,913.000	50.920	55.430	35.600	54.680	0.976	36.471	3.760	0.021	
111,914.000	50.920	55.430	34.400	54.680	0.943	36.471	3.760	0.021	
112,000.000	50.920	55.420	34.400	54.667	0.948	36.285	3.747	0.021	
112,500.000	50.850	55.330	34.400	54.594	0.949	36.242	3.744	0.021	
113,000.000	50.760	55.260	34.400	54.522	0.942	36.506	3.762	0.021	
113,390.000	50.710	55.200	34.400	54.466	0.945	36.416	3.756	0.021	
113,391.000	50.710	55.200	33.200	54.466	0.912	36.416	3.756	0.021	
114,000.000	50.620	55.170	33.200	54.385	0.908	36.544	3.765	0.021	
114,500.000	50.550	55.080	33.200	54.319	0.907	36.598	3.769	0.021	
114,782.000	50.480	54.980	33.200	54.283	0.895	37.096	3.803	0.021	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m ³ /s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m ²)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
114,783.000	50.480	54.980	32.000	54.283	0.863	37.096	3.803	0.021	
115,000.000	50.450	54.990	32.000	54.258	0.861	37.161	3.808	0.021	
115,500.000	50.340	54.830	32.000	54.202	0.843	37.951	3.862	0.021	
115,714.000	50.340	54.790	32.000	54.177	0.851	37.587	3.837	0.021	
115,715.000	50.340	54.790	30.800	54.177	0.819	37.587	3.837	0.021	
116,000.000	50.300	54.840	30.800	54.147	0.816	37.735	3.847	0.021	
116,500.000	50.180	54.730	30.800	54.098	0.794	38.782	3.918	0.021	
117,000.000	50.100	54.700	30.800	54.051	0.784	39.270	3.951	0.021	
117,067.000	50.080	55.070	30.800	54.045	0.780	39.479	3.965	0.021	
117,068.000	50.080	55.070	29.800	54.045	0.755	39.479	3.965	0.021	
117,078.000	50.080	55.070	29.800	54.037	0.837	35.617	3.957	0.023	
117,088.000	50.080	55.070	29.800	54.036	0.837	35.604	3.956	0.023	
117,088.000	50.080	55.070	29.800	53.834	0.882	33.782	3.754	0.023	
117,098.000	50.080	55.070	29.800	53.832	0.883	33.767	3.752	0.023	
117,108.000	50.080	55.070	29.800	53.833	0.864	34.490	3.753	0.009	
117,200.000	50.080	54.730	29.800	53.830	0.865	34.460	3.750	0.009	
117,489.000	50.040	54.710	29.800	53.825	0.853	34.941	3.785	0.009	
117,490.000	50.040	54.710	29.800	53.825	0.853	34.941	3.785	0.009	
117,611.000	49.970	54.670	29.800	53.804	0.836	35.627	3.834	0.037	
117,620.000	48.360	54.670	29.800	53.781	1.037	28.733	5.421	0.037	
117,621.000	47.970	55.000	29.800	53.776	1.075	27.723	5.806	0.037	
117,631.000	39.960	55.000	29.800	53.754	1.130	26.371	13.794	0.037	
117,648.000	39.960	55.000	29.800	53.715	1.126	26.459	13.755	0.037	
117,658.000	47.970	55.000	29.800	53.704	1.077	27.668	5.734	0.037	
117,659.000	48.360	54.670	29.800	53.706	1.052	28.331	5.346	0.037	
117,670.000	49.970	54.670	29.800	53.721	0.865	34.464	3.751	0.023	
117,700.000	50.030	54.520	29.800	53.714	0.888	33.544	3.684	0.023	
118,000.000	50.020	54.440	29.800	53.664	0.903	33.000	3.644	0.023	
118,500.000	49.910	54.370	29.800	53.584	0.892	33.407	3.674	0.023	
119,000.000	49.840	54.300	29.800	53.503	0.896	33.260	3.663	0.023	
119,500.000	49.780	53.880	29.800	53.421	0.904	32.952	3.641	0.023	
120,000.000	49.710	53.500	29.800	53.337	0.910	32.761	3.627	0.023	
120,500.000	49.670	54.140	29.800	53.248	0.928	32.110	3.578	0.023	
121,000.000	49.520	54.020	29.800	53.165	0.903	33.012	3.645	0.023	
121,500.000	49.470	53.940	29.800	53.080	0.916	32.532	3.610	0.023	
122,000.000	49.430	53.850	29.800	52.990	0.935	31.858	3.560	0.023	
122,500.000	49.360	53.790	29.800	52.897	0.944	31.553	3.537	0.023	
123,000.000	49.300	53.690	29.800	52.800	0.959	31.067	3.500	0.023	
123,500.000	49.260	53.690	29.800	52.697	0.986	30.232	3.437	0.023	
124,000.000	49.180	53.650	29.800	52.590	0.998	29.874	3.410	0.023	
124,500.000	49.130	53.540	29.800	52.474	1.026	29.031	3.344	0.023	
124,891.000	49.040	53.460	29.800	52.383	1.027	29.014	3.343	0.023	
124,892.000	49.040	53.460	25.400	52.383	0.875	29.014	3.343	0.023	
125,000.000	49.020	53.440	25.400	52.365	0.875	29.036	3.345	0.023	
125,500.000	48.960	53.530	25.400	52.278	0.885	28.689	3.318	0.023	
126,000.000	48.900	53.440	25.400	52.188	0.897	28.304	3.288	0.023	
126,089.000	48.870	53.430	25.400	52.172	0.892	28.489	3.302	0.023	
126,090.000	48.870	53.430	20.400	52.172	0.716	28.489	3.302	0.023	
126,500.000	48.820	53.490	20.400	52.125	0.715	28.527	3.305	0.023	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m ³ /s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m ²)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
126,588.000	48.810	54.700	20.400	52.115	0.715	28.526	3.305	0.023	
126,598.000	48.810	54.710	20.400	52.116	0.686	29.754	3.306	0.023	
126,608.000	48.810	54.710	20.400	52.115	0.686	29.744	3.305	0.023	
126,608.000	48.810	54.710	20.400	52.018	0.707	28.869	3.208	0.023	
126,616.000	48.810	54.710	20.400	52.017	0.707	28.861	3.207	0.023	
126,625.000	47.310	54.710	20.400	52.007	0.819	24.893	4.697	0.023	
126,626.000	46.810	55.000	20.400	52.008	0.804	25.362	5.198	0.023	
126,636.000	38.000	55.000	20.400	52.004	0.813	25.088	14.004	0.023	
126,666.000	38.000	55.000	20.400	51.989	0.810	25.190	13.989	0.023	
126,676.000	46.810	55.000	20.400	51.986	0.805	25.344	5.176	0.023	
126,677.000	47.310	54.710	20.400	51.984	0.824	24.772	4.674	0.023	
126,687.000	48.820	53.170	20.400	51.987	0.761	26.793	3.167	0.023	
126,692.000	48.820	53.170	20.400	51.987	0.762	26.785	3.167	0.023	
126,693.000	48.820	53.170	20.400	51.987	0.762	26.785	3.167	0.023	
126,800.000	48.720	53.210	20.400	51.976	0.731	27.900	3.256	0.023	
127,000.000	48.760	53.180	20.400	51.950	0.754	27.069	3.190	0.023	
127,429.000	48.710	53.140	20.400	51.895	0.755	27.007	3.185	0.023	
127,430.000	48.710	53.140	20.200	51.895	0.748	27.007	3.185	0.023	
127,500.000	48.670	53.140	20.200	51.887	0.737	27.409	3.217	0.023	
128,000.000	48.610	53.090	20.200	51.826	0.737	27.403	3.216	0.023	
128,500.000	48.510	52.980	20.200	51.768	0.723	27.933	3.258	0.023	
128,797.000	48.500	52.930	20.200	51.733	0.731	27.615	3.233	0.023	
128,798.000	48.500	52.930	20.200	51.733	0.731	27.615	3.233	0.023	
129,000.000	48.530	52.950	20.200	51.707	0.751	26.911	3.177	0.023	
129,422.000	48.440	52.880	20.200	51.644	0.741	27.251	3.204	0.037	
129,432.000	48.440	52.880	20.200	51.649	0.629	32.092	3.209	0.037	
129,440.000	48.440	52.880	20.200	51.647	0.630	32.074	3.207	0.037	
129,448.000	48.440	52.880	20.200	51.646	0.630	32.056	3.206	0.037	
129,459.000	46.940	52.880	20.200	51.629	0.814	24.805	4.689	0.037	
129,460.000	46.440	53.000	20.200	51.630	0.797	25.356	5.190	0.037	
129,470.000	38.000	53.000	20.200	51.619	0.814	24.803	13.619	0.037	
129,509.000	38.000	53.000	20.200	51.570	0.812	24.880	13.570	0.037	
129,519.000	46.440	53.000	20.200	51.562	0.798	25.305	5.122	0.037	
129,520.000	46.940	52.880	20.200	51.559	0.827	24.434	4.619	0.037	
129,530.000	48.420	52.660	20.200	51.565	0.719	28.095	3.145	0.022	
130,000.000	48.390	52.620	20.200	51.513	0.726	27.806	3.123	0.022	
130,500.000	48.340	52.700	20.200	51.457	0.729	27.723	3.117	0.022	
131,000.000	48.210	52.440	20.200	51.404	0.703	28.728	3.194	0.022	
131,258.000	48.180	52.400	20.200	51.378	0.702	28.776	3.198	0.022	
131,259.000	48.180	52.400	16.200	51.378	0.563	28.776	3.198	0.022	
131,272.000	48.180	52.570	16.200	51.380	0.506	32.003	3.200	0.027	
131,278.000	48.180	52.570	16.200	51.380	0.506	31.998	3.200	0.027	
131,278.000	48.180	52.570	16.200	51.191	0.538	30.115	3.011	0.027	
131,286.000	48.180	52.570	16.200	51.191	0.538	30.108	3.011	0.027	
131,300.000	48.160	52.230	16.200	51.185	0.610	26.564	3.025	0.027	
131,772.000	48.100	52.190	16.200	51.127	0.609	26.590	3.027	0.027	
131,773.000	48.100	52.190	16.200	51.127	0.609	26.590	3.027	0.027	
132,300.000	48.020	52.260	16.200	51.063	0.605	26.795	3.043	0.027	
132,389.000	48.000	52.200	16.200	51.053	0.602	26.916	3.053	0.027	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m^2)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
132,390.000	48.000	52.200	16.000	51.053	0.594	26.916	3.053	0.027	
133,130.000	47.900	52.150	16.000	50.968	0.590	27.111	3.068	0.027	
133,131.000	47.900	52.150	15.800	50.968	0.583	27.111	3.068	0.027	
133,300.000	47.830	52.110	15.800	50.951	0.569	27.782	3.121	0.027	
134,022.000	47.720	52.130	15.800	50.879	0.559	28.263	3.159	0.027	
134,023.000	47.720	52.130	15.500	50.879	0.548	28.263	3.159	0.027	
134,300.000	47.700	52.140	15.500	50.852	0.550	28.179	3.152	0.027	
135,043.000	47.640	52.070	15.500	50.780	0.553	28.025	3.140	0.027	
135,044.000	47.640	52.070	15.200	50.780	0.542	28.025	3.140	0.027	
135,300.000	47.620	52.050	15.200	50.756	0.543	27.973	3.136	0.027	
136,258.000	47.470	52.000	15.200	50.670	0.528	28.801	3.200	0.027	
136,259.000	47.470	52.000	15.200	50.670	0.528	28.801	3.200	0.030	
136,280.000	47.470	52.000	15.200	50.668	0.528	28.771	3.198	0.030	
136,288.000	47.470	52.000	15.200	50.663	0.595	25.544	3.193	0.030	
136,296.000	47.470	52.000	15.200	50.662	0.595	25.534	3.192	0.030	
136,296.000	47.470	52.000	15.200	50.648	0.598	25.421	3.178	0.030	
136,307.000	47.470	52.000	15.200	50.646	0.598	25.408	3.176	0.030	
136,322.000	45.970	52.000	15.200	50.654	0.406	37.476	4.684	0.030	
136,323.000	45.790	52.000	15.200	50.643	0.626	24.264	4.853	0.030	
136,333.000	37.500	52.000	15.200	50.640	0.617	24.616	13.140	0.030	
136,391.000	37.500	52.000	15.200	50.613	0.615	24.708	13.113	0.030	
136,401.000	44.650	52.000	15.200	50.611	0.586	25.924	5.961	0.030	
136,402.000	44.650	52.000	15.200	50.617	0.481	31.625	5.967	0.030	
136,415.000	47.430	52.000	15.200	50.613	0.532	28.583	3.183	0.022	
136,425.000	47.480	52.000	15.200	50.612	0.544	27.920	3.132	0.027	
137,167.000	47.230	51.500	15.200	50.551	0.500	30.398	3.321	0.027	
137,168.000	47.230	51.500	15.000	50.551	0.493	30.398	3.321	0.027	
137,300.000	47.200	51.430	15.000	50.542	0.489	30.673	3.342	0.027	
137,689.000	47.180	51.400	15.000	50.514	0.491	30.567	3.334	0.027	
137,690.000	47.180	51.400	15.000	50.514	0.491	30.567	3.334	0.027	
138,000.000	47.080	51.400	15.000	50.495	0.474	31.656	3.415	0.020	
138,031.000	47.040	51.400	15.000	50.447	0.291	51.490	3.407	1.610	
138,051.000	44.000	52.520	15.000	50.201	0.012	1,209.603	6.201	1.610	
139,148.000	44.000	52.520	15.000	50.013	0.014	1,102.886	6.013	1.610	
139,168.000	47.140	51.400	15.000	50.005	0.366	40.955	2.865	0.020	
139,200.000	47.140	51.360	15.000	49.990	0.615	24.403	2.850	0.025	
139,300.000	47.100	51.360	15.000	49.979	0.606	24.756	2.879	0.025	
140,300.000	47.010	51.210	15.000	49.864	0.614	24.446	2.854	0.025	
141,300.000	46.770	51.050	15.000	49.759	0.575	26.108	2.989	0.025	
141,763.000	46.730	51.050	15.000	49.713	0.576	26.038	2.983	0.025	
141,764.000	46.730	51.050	15.000	49.713	0.576	26.038	2.983	0.025	
142,300.000	46.680	50.930	15.000	49.660	0.577	26.001	2.980	0.025	
142,535.000	46.640	50.880	15.000	49.637	0.572	26.217	2.997	0.025	
142,535.000	46.640	50.880	15.000	49.637	0.572	26.217	2.997	0.025	
143,300.000	46.510	50.800	15.000	49.567	0.556	26.967	3.057	0.025	
143,377.000	46.500	50.850	15.000	49.560	0.555	27.007	3.060	0.025	
143,378.000	46.500	50.850	15.000	49.560	0.555	27.007	3.060	0.025	
144,300.000	46.370	50.570	15.000	49.481	0.542	27.655	3.111	0.025	
144,445.000	46.310	50.570	15.000	49.461	0.532	28.171	3.151	0.040	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m ³ /s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m ²)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
144,475.000	46.350	50.570	15.000	49.448	0.196	76.364	3.098	1.290	
144,495.000	45.600	51.600	15.000	49.396	0.013	1,145.751	3.796	1.290	
145,170.000	45.600	51.600	15.000	49.295	0.014	1,079.765	3.695	1.290	
145,194.000	46.060	51.000	15.000	49.291	0.187	80.278	3.231	0.030	
145,212.000	45.940	49.900	15.000	49.280	0.489	30.646	3.340	0.026	
145,300.000	45.910	49.900	15.000	49.274	0.484	30.964	3.364	0.029	
145,420.000	45.960	49.490	15.000	49.263	0.497	30.156	3.303	0.029	
145,421.000	45.960	49.490	15.000	49.263	0.497	30.156	3.303	0.029	
145,615.000	46.030	49.660	15.000	49.245	0.517	28.990	3.215	0.029	
145,616.000	46.030	49.660	15.000	49.245	0.517	28.990	3.215	0.029	
146,300.000	46.240	50.490	15.000	49.161	0.594	25.272	2.921	0.029	
146,340.000	46.240	50.410	15.000	49.155	0.595	25.202	2.915	0.029	
146,341.000	46.240	50.410	15.000	49.155	0.595	25.202	2.915	0.029	
147,300.000	46.070	50.140	15.000	49.025	0.584	25.688	2.955	0.029	
147,476.000	45.890	50.140	15.000	49.006	0.541	27.719	3.116	0.029	
147,486.000	45.920	50.140	15.000	49.003	0.572	26.209	3.083	0.022	
147,496.000	45.830	50.140	15.000	49.004	0.556	26.976	3.174	0.022	
147,496.000	45.830	50.140	15.000	48.627	0.631	23.772	2.797	0.022	
147,506.000	45.860	50.140	15.000	48.625	0.638	23.505	2.765	0.022	
147,516.000	45.890	50.320	15.000	48.623	0.652	23.005	2.733	0.023	
148,300.000	45.950	50.200	15.000	48.518	0.712	21.078	2.568	0.023	
148,764.000	45.880	50.210	15.000	48.450	0.711	21.104	2.570	0.023	
148,765.000	45.880	50.210	15.000	48.450	0.711	21.104	2.570	0.023	
149,300.000	45.800	50.080	15.000	48.372	0.710	21.129	2.572	0.023	
150,082.000	45.680	49.930	15.000	48.259	0.707	21.210	2.579	0.023	
150,083.000	45.680	49.930	15.000	48.259	0.707	21.210	2.579	0.023	
150,300.000	45.640	49.720	15.000	48.228	0.704	21.316	2.588	0.023	
151,300.000	45.480	49.830	15.000	48.089	0.696	21.554	2.609	0.023	
151,455.000	45.460	49.710	15.000	48.068	0.696	21.538	2.608	0.023	
151,456.000	45.460	49.710	15.000	48.068	0.696	21.538	2.608	0.023	
152,300.000	45.380	49.600	15.000	47.947	0.712	21.067	2.567	0.023	
152,896.000	45.250	49.630	15.000	47.863	0.694	21.605	2.613	0.023	
152,897.000	45.250	49.630	15.000	47.863	0.694	21.605	2.613	0.023	
153,300.000	45.180	49.500	15.000	47.809	0.688	21.789	2.629	0.023	
154,300.000	45.060	49.290	15.000	47.674	0.694	21.609	2.614	0.023	
154,874.000	45.100	49.300	15.000	47.584	0.745	20.130	2.484	0.023	
154,884.000	45.000	49.300	15.000	47.587	0.682	21.988	2.587	0.023	
154,895.000	45.000	49.300	15.000	47.585	0.683	21.976	2.585	0.023	
154,895.000	45.000	49.300	15.000	47.304	0.766	19.581	2.304	0.023	
154,905.000	45.000	49.210	15.000	47.302	0.767	19.565	2.302	0.023	
154,915.000	45.000	49.210	15.000	47.294	0.831	18.047	2.294	0.029	
155,300.000	45.000	49.160	15.000	47.127	0.921	16.293	2.127	0.029	
155,930.000	45.150	49.160	15.000	46.048	2.729	5.497	0.898	0.029	
155,950.000	45.200	49.160	15.000	46.310	0.450	33.312	1.110	0.020	
156,850.000	42.500	47.650	15.000	46.308	0.131	114.231	3.808	0.020	
156,900.000	42.470	47.650	15.000	46.300	0.392	38.304	3.830	0.020	
156,920.000	42.470	47.650	15.000	46.300	0.392	38.300	3.830	0.020	
5,104.000	68.830	80.830	39.536	75.765	1.482	26.682	6.935	0.038	Tube2
5,114.000	60.030	80.030	39.536	75.724	1.501	26.339	15.694	0.038	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m ³ /s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m ²)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
5,157.000	60.030	80.030	39.536	75.507	1.504	26.291	15.477	0.038	
5,167.000	68.500	80.500	39.536	75.473	1.480	26.711	6.973	0.038	
11,981.000	66.550	78.550	35.097	72.834	1.340	26.188	6.284	0.033	Tubo 2
11,991.000	57.650	77.650	35.097	72.810	1.353	25.944	15.160	0.033	
12,007.000	57.650	77.650	35.097	72.763	1.349	26.022	15.113	0.033	
12,017.000	66.390	78.390	35.097	72.743	1.338	26.240	6.353	0.033	
15,504.000	66.290	78.290	38.008	72.109	1.471	25.835	5.819	0.017	Tubo 2
15,544.000	56.670	76.670	38.008	72.085	1.454	26.132	15.415	0.017	
16,046.000	56.670	76.670	38.008	71.639	1.467	25.915	14.969	0.017	
16,086.000	65.500	77.500	38.008	71.614	1.459	26.059	6.114	0.017	
34,323.000	62.260	74.260	28.920	68.240	1.114	25.957	5.980	0.033	Tubo 2
34,334.000	53.050	73.050	28.920	68.223	1.114	25.953	15.173	0.033	
34,398.000	53.050	73.050	28.920	68.093	1.114	25.970	15.043	0.033	
34,408.000	62.000	74.000	28.920	68.079	1.111	26.032	6.079	0.033	
34,323.000	65.000	75.000	4.621	68.241	0.942	4.906	3.241	0.033	Tubo 3
34,334.000	53.050	68.050	4.621	68.249	0.533	8.664	15.199	0.033	
34,398.000	53.050	68.050	4.621	68.131	0.536	8.626	15.081	0.033	
34,408.000	65.000	75.000	4.621	68.079	0.954	4.841	3.079	0.033	
34,323.000	65.000	75.000	4.621	68.241	0.942	4.906	3.241	0.033	Tubo 4
34,334.000	53.050	68.050	4.621	68.249	0.533	8.664	15.199	0.033	
34,398.000	53.050	68.050	4.621	68.131	0.536	8.626	15.081	0.033	
34,408.000	65.000	75.000	4.621	68.079	0.954	4.841	3.079	0.033	
34,323.000	65.000	75.000	4.621	68.241	0.942	4.906	3.241	0.033	Tubo 5
34,334.000	53.050	68.050	4.621	68.249	0.533	8.664	15.199	0.033	
34,398.000	53.050	68.050	4.621	68.131	0.536	8.626	15.081	0.033	
34,408.000	65.000	75.000	4.621	68.079	0.954	4.841	3.079	0.033	
47,674.000	59.610	69.610	31.950	65.614	1.500	21.307	6.004	0.032	Tubo 2
47,684.000	50.760	70.760	31.950	65.588	1.471	21.721	14.828	0.032	
47,703.000	50.760	70.760	31.950	65.514	1.473	21.683	14.754	0.032	
47,713.000	59.520	69.520	31.950	65.480	1.502	21.276	5.960	0.032	
61,084.000	57.440	67.440	26.200	63.767	1.217	21.529	6.327	0.023	Tubo 2
61,094.000	49.400	69.400	26.200	63.755	1.224	21.413	14.355	0.023	
61,142.000	49.400	69.400	26.200	63.684	1.226	21.378	14.284	0.023	
61,152.000	56.980	66.980	26.200	63.676	1.203	21.784	6.696	0.023	
63,275.000	57.000	67.000	26.200	63.387	1.215	21.571	6.387	0.030	Tubo 2
63,285.000	49.170	69.170	26.200	63.368	1.229	21.311	14.198	0.030	
63,335.000	49.170	69.170	26.200	63.249	1.233	21.245	14.079	0.030	
63,345.000	56.660	66.660	26.200	63.234	1.207	21.700	6.574	0.030	
68,484.000	56.020	66.020	26.200	62.503	1.211	21.638	6.483	0.021	Tubo 2
68,494.000	48.000	68.000	26.200	62.493	1.218	21.503	14.493	0.021	
68,603.000	48.000	68.000	26.200	62.358	1.223	21.426	14.358	0.021	
68,613.000	55.740	65.740	26.200	62.351	1.206	21.725	6.611	0.021	
79,409.000	55.120	65.120	14.450	60.884	0.684	21.141	5.764	0.040	Tubo 2
79,419.000	46.120	66.120	14.450	60.875	0.667	21.674	14.755	0.040	
79,629.000	46.120	66.120	14.450	60.605	0.672	21.508	14.485	0.040	
79,639.000	54.860	64.860	14.450	60.594	0.684	21.121	5.734	0.040	
79,409.000	57.120	69.120	10.901	60.882	2.698	4.040	3.762	0.040	Tubo 3
79,419.000	48.120	68.120	10.901	61.175	0.530	20.569	13.055	0.040	
79,629.000	48.120	68.120	10.901	61.016	0.533	20.452	12.896	0.040	



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Cota del bordo (msnm)	Gasto total en la Sección (m^3/s)	Cota Nivel de agua (msnm)	Velocidad total (m/s)	Area Hidráulica (m^2)	Tirante de agua (m)	Manning	Ramal
79,639.000	56.860	68.860	10.901	60.594	2.705	4.031	3.734	0.040	
79,409.000	57.120	69.120	10.901	60.882	2.698	4.040	3.762	0.040	Tubo 4
79,419.000	48.120	68.120	10.901	61.175	0.530	20.569	13.055	0.040	
79,629.000	48.120	68.120	10.901	61.016	0.533	20.452	12.896	0.040	
79,639.000	56.860	68.860	10.901	60.594	2.705	4.031	3.734	0.040	
84,465.000	54.400	60.130	25.050	59.532	1.460	17.159	5.132	0.022	Tubo 2
84,485.000	45.830	60.130	25.050	59.505	1.430	17.516	13.675	0.022	
84,555.000	45.780	60.130	25.050	59.355	1.430	17.512	13.575	0.022	
84,565.000	53.280	60.130	25.050	59.342	1.412	17.736	6.062	0.022	
95,181.000	52.720	58.250	20.765	57.616	1.221	17.013	4.896	0.027	Tubo 2
95,191.000	45.000	58.250	20.765	57.599	1.225	16.957	12.599	0.027	
95,211.000	45.000	58.250	20.765	57.554	1.222	16.987	12.554	0.027	
95,221.000	52.720	58.250	20.765	57.538	1.224	16.964	4.818	0.027	
104,278.000	51.180	57.000	18.400	55.943	0.970	18.974	4.763	0.034	Tubo 2
104,289.000	42.180	57.000	18.400	55.929	0.949	19.385	13.749	0.034	
104,302.000	42.180	57.000	18.400	55.903	0.945	19.476	13.723	0.034	
104,312.000	51.180	57.000	18.400	55.885	0.972	18.936	4.705	0.034	



ANEXO 5. Tabla de Niveles de operación que resulta del SIC², conduciendo un gasto de 120 m³/s.

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
0+000	72.720	78.549	79.149	120.000
0+200	72.580	78.531	79.131	120.000
0+500	72.530	78.495	79.095	120.000
1+000	72.310	78.446	79.046	120.000
1+500	72.200	78.396	78.996	120.000
1+700	72.200	78.373	78.973	120.000
1+800	72.260	78.358	78.958	120.000
1+900	72.140	78.354	78.954	120.000
2+000	72.050	78.348	78.948	120.000
2+001	72.050	78.348	78.948	120.000
2+500	72.080	78.293	78.893	120.000
3+000	71.720	78.262	78.862	120.000
3+500	71.620	78.225	78.825	120.000
4+000	71.500	78.189	78.789	120.000
4+500	71.250	78.162	78.762	120.000
4+900	71.120	78.140	78.74	120.000
5+000	71.080	78.135	78.735	120.000
5+040	71.080	78.126	78.726	120.000
5+060	71.080	78.028	78.628	120.000
5+070	71.080	78.017	78.617	120.000
5+080	71.080	78.006	78.606	120.000
5+094	71.080	77.990	78.59	120.000
5+103	69.270	78.041	78.641	120.000
5+104	68.830	78.041	78.641	120.000
5+114	60.030	77.949	78.549	120.000
5+157	60.030	77.467	78.067	120.000
5+167	68.500	77.389	77.989	120.000
5+168	69.960	77.389	77.989	120.000
5+178	70.860	77.436	78.036	120.000
5+200	70.860	77.434	78.034	120.000
5+500	70.750	77.414	78.014	120.000
5+700	70.790	77.396	77.996	120.000
5+900	70.620	77.387	77.987	120.000
6+000	70.610	77.380	77.98	120.000
6+500	70.450	77.350	77.95	120.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
7+000	70.290	77.322	77.922	120.000
7+001	70.290	77.322	77.922	120.000
7+300	70.230	77.305	77.905	120.000
7+500	70.150	77.296	77.896	120.000
7+600	70.060	77.292	77.892	120.000
7+700	69.980	77.289	77.889	120.000
7+800	69.920	77.286	77.886	120.000
7+900	69.710	77.286	77.886	120.000
7+923	68.540	76.625	77.225	120.000
9+170	67.310	73.698	74.298	120.000
9+200	68.120	74.312	74.912	120.000
9+500	68.050	74.282	74.882	120.000
9+600	68.010	74.273	74.873	120.000
9+800	68.060	74.248	74.848	120.000
10+000	68.030	74.226	74.826	120.000
10+500	67.880	74.178	74.778	120.000
10+600	67.850	74.169	74.769	120.000
10+700	67.970	74.152	74.752	120.000
10+800	67.770	74.151	74.751	120.000
10+900	67.850	74.137	74.737	120.000
11+000	67.780	74.130	74.73	120.000
11+300	67.730	74.101	74.701	120.000
11+300	67.730	74.101	74.701	120.000
11+500	67.630	74.086	74.686	120.000
11+800	67.630	74.057	74.657	120.000
11+900	67.610	74.048	74.648	120.000
11+970	67.650	74.030	74.63	120.000
11+980	66.650	73.973	74.573	120.000
11+981	66.550	73.973	74.573	120.000
11+991	57.650	73.903	74.503	120.000
12+007	57.650	73.767	74.367	120.000
12+017	66.390	73.707	74.307	120.000
12+018	66.590	73.707	74.307	120.000
12+028	67.600	73.753	74.353	120.000
12+100	67.600	73.745	74.345	120.000
12+500	67.520	73.702	74.302	120.000
12+900	67.470	73.659	74.259	120.000
13+000	67.410	73.650	74.25	120.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
13+200	67.380	73.630	74.23	120.000
13+239	67.400	73.687	74.287	120.000
13+350	67.430	73.662	74.262	120.000
13+360	67.430	73.658	74.258	120.000
13+470	67.430	73.640	74.24	120.000
13+500	67.430	73.615	74.215	120.000
13+535	67.430	73.600	74.2	120.000
13+557	67.410	73.535	74.135	120.000
13+600	67.420	73.529	74.129	120.000
13+614	67.420	73.421	74.021	120.000
13+624	67.420	73.417	74.017	120.000
13+634	67.390	73.416	74.016	120.000
13+644	67.380	73.520	74.12	120.000
13+700	67.370	73.514	74.114	120.000
14+000	67.340	73.480	74.08	120.000
14+100	67.300	73.470	74.07	120.000
14+200	67.410	73.452	74.052	120.000
14+300	67.450	73.437	74.037	120.000
14+376	67.340	73.433	74.033	120.000
14+388	67.330	73.497	74.097	120.000
14+420	67.330	73.500	74.1	120.000
14+460	67.330	73.478	74.078	120.000
14+550	67.330	73.474	74.074	120.000
14+610	67.330	73.452	74.052	120.000
14+760	67.330	73.439	74.039	120.000
14+800	67.320	73.445	74.045	120.000
14+900	67.320	73.445	74.045	120.000
15+000	67.320	73.445	74.045	120.000
15+100	67.320	73.444	74.044	120.000
15+200	67.320	73.442	74.042	120.000
15+212	67.320	73.388	73.988	120.000
15+231	67.300	73.337	73.937	120.000
15+300	67.270	73.331	73.931	120.000
15+301	67.270	73.331	73.931	120.000
15+400	67.250	73.321	73.921	120.000
15+490	67.120	73.318	73.918	120.000
15+500	66.670	73.336	73.936	120.000
15+503	66.490	73.249	73.849	120.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
15+504	66.290	73.249	73.849	120.000
15+544	56.670	73.189	73.789	120.000
16+046	56.670	72.083	72.683	120.000
16+086	65.500	72.021	72.621	120.000
16+087	65.700	72.021	72.621	120.000
16+100	66.410	72.078	72.678	120.000
16+500	66.330	72.018	72.618	120.000
17+000	66.210	71.946	72.546	120.000
17+500	66.190	71.866	72.466	120.000
18+000	66.130	71.788	72.388	120.000
18+500	66.030	71.712	72.312	120.000
19+000	65.970	71.633	72.233	120.000
19+500	65.940	71.550	72.15	120.000
20+000	65.830	71.472	72.072	120.000
20+500	65.760	71.394	71.994	120.000
20+501	65.760	71.394	71.994	120.000
21+000	65.630	71.320	71.92	120.000
21+100	65.700	71.298	71.898	120.000
21+300	65.620	71.269	71.869	120.000
21+500	65.620	71.235	71.835	120.000
22+000	65.550	71.154	71.754	120.000
22+500	65.440	71.076	71.676	120.000
22+900	65.470	71.003	71.603	120.000
23+000	65.380	70.992	71.592	120.000
23+200	65.300	70.963	71.563	120.000
23+300	65.230	70.941	71.541	120.000
23+393	65.270	70.921	71.521	120.000
23+394	65.270	70.921	71.521	120.000
23+445	65.270	70.910	71.51	120.000
23+455	65.270	70.803	71.403	120.000
23+465	65.270	70.798	71.398	120.000
23+475	65.290	70.790	71.39	120.000
23+485	65.290	70.892	71.492	120.000
23+500	65.250	70.892	71.492	120.000
23+720	65.270	70.848	71.448	120.000
23+721	65.270	70.848	71.448	120.000
23+900	65.080	70.830	71.43	120.000
24+000	65.190	70.803	71.403	120.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
24+200	65.220	70.761	71.361	120.000
24+500	65.080	70.714	71.314	120.000
24+865	64.980	70.654	71.254	120.000
24+865	64.980	70.654	71.254	120.000
25+000	64.970	70.630	71.23	120.000
25+500	64.950	70.536	71.136	120.000
25+644	64.830	70.518	71.118	120.000
25+645	64.830	70.518	71.118	120.000
25+900	64.870	70.467	71.067	120.000
26+000	64.670	70.465	71.065	120.000
26+413	64.630	70.398	70.998	120.000
26+413	64.630	70.398	70.998	120.000
26+500	64.660	70.380	70.98	120.000
27+000	64.660	70.289	70.889	120.000
27+500	64.450	70.214	70.814	120.000
28+000	64.410	70.130	70.73	120.000
28+112	64.300	70.119	70.719	120.000
28+113	64.300	70.119	70.719	120.000
28+200	64.340	70.102	70.702	120.000
28+500	64.190	70.063	70.663	120.000
29+000	64.160	69.985	70.585	120.000
29+193	64.060	69.961	70.561	120.000
29+193	64.060	69.961	70.561	120.000
29+203	64.060	69.984	70.584	120.000
29+213	64.060	69.982	70.582	120.000
29+223	64.070	69.981	70.581	120.000
29+233	64.080	69.943	70.543	120.000
29+500	64.090	69.894	70.494	120.000
29+700	63.980	69.866	70.466	120.000
29+800	64.030	69.845	70.445	120.000
30+000	63.960	69.814	70.414	120.000
30+200	63.910	69.782	70.382	120.000
30+300	64.030	69.754	70.354	120.000
30+500	63.800	69.735	70.335	120.000
30+600	64.030	69.698	70.298	120.000
31+000	63.740	69.646	70.246	120.000
31+100	63.700	69.632	70.232	120.000
31+118	63.630	69.634	70.234	120.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
31+118	63.630	69.634	70.234	120.000
31+300	63.770	69.593	70.193	120.000
31+500	63.610	69.570	70.17	120.000
31+573	63.660	69.554	70.154	120.000
31+574	63.660	69.554	70.154	120.000
31+700	63.740	69.525	70.125	120.000
31+800	63.580	69.519	70.119	120.000
31+900	63.570	69.503	70.103	120.000
32+000	63.710	69.474	70.074	120.000
32+200	63.510	69.454	70.054	120.000
32+500	63.480	69.405	70.005	120.000
33+000	63.320	69.335	69.935	120.000
33+200	63.340	69.301	69.901	120.000
33+235	63.290	69.299	69.899	120.000
33+236	63.290	69.299	69.899	120.000
33+500	63.190	69.264	69.864	120.000
33+800	63.160	69.221	69.821	120.000
33+900	63.250	69.198	69.798	120.000
34+000	63.090	69.193	69.793	120.000
34+100	63.120	69.176	69.776	120.000
34+200	63.120	69.139	69.739	120.000
34+211	63.120	69.109	69.709	120.000
34+221	63.100	69.110	69.71	120.000
34+231	63.100	69.102	69.702	120.000
34+241	63.100	69.137	69.737	120.000
34+300	63.700	69.087	69.687	120.000
34+314	63.900	69.065	69.665	120.000
34+323	63.100	69.082	69.682	120.000
34+323	62.260	69.081	69.681	120.000
34+334	53.050	69.034	69.634	120.000
34+398	53.050	68.674	69.274	120.000
34+408	62.000	68.632	69.232	120.000
34+409	62.250	68.632	69.232	120.000
34+419	63.050	68.564	69.164	120.000
34+500	62.750	68.574	69.174	120.000
34+700	62.850	68.527	69.127	120.000
35+000	62.680	68.483	69.083	120.000
35+100	62.760	68.457	69.057	120.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
35+164	62.710	68.448	69.048	120.000
35+165	62.710	68.448	69.048	120.000
35+400	62.670	68.406	69.006	120.000
35+438	62.650	68.400	69	120.000
35+439	62.650	68.400	69	115.000
35+500	62.630	68.391	68.991	115.000
35+662	62.620	68.354	68.954	115.000
35+677	62.600	68.444	69.044	115.000
35+800	62.600	68.450	69.05	115.000
35+820	62.600	68.451	69.051	115.000
36+500	62.720	68.436	69.036	115.000
36+600	62.720	68.411	69.011	115.000
37+200	62.720	68.385	68.985	115.000
37+220	62.720	68.387	68.987	115.000
37+600	62.720	68.365	68.965	115.000
37+630	62.710	68.298	68.898	115.000
37+648	62.710	68.218	68.818	115.000
37+700	62.710	68.208	68.808	115.000
38+000	62.600	68.162	68.762	115.000
38+269	62.580	68.115	68.715	115.000
38+270	62.580	68.115	68.715	110.000
38+278	62.580	68.134	68.734	110.000
38+288	62.580	68.132	68.732	110.000
38+298	62.580	68.130	68.73	110.000
38+310	62.600	68.105	68.705	110.000
38+400	62.600	68.090	68.69	110.000
38+500	62.510	68.080	68.68	110.000
38+520	62.500	68.078	68.678	110.000
38+521	62.500	68.078	68.678	110.000
38+600	62.540	68.061	68.661	110.000
39+000	62.460	68.000	68.6	110.000
39+200	62.490	67.964	68.564	110.000
39+500	62.320	67.927	68.527	110.000
39+700	62.310	67.896	68.496	110.000
39+710	62.310	67.894	68.494	110.000
39+711	62.310	67.894	68.494	110.000
39+800	62.390	67.873	68.473	110.000
40+000	62.220	67.853	68.453	110.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
40+200	62.190	67.824	68.424	110.000
40+400	62.220	67.790	68.39	110.000
40+500	62.160	67.779	68.379	110.000
40+709	62.080	67.752	68.352	110.000
40+710	62.080	67.752	68.352	110.000
40+800	62.010	67.744	68.344	110.000
41+000	62.040	67.712	68.312	110.000
41+400	61.860	67.667	68.267	110.000
41+500	61.900	67.651	68.251	110.000
41+600	61.940	67.633	68.233	110.000
41+700	61.880	67.623	68.223	110.000
41+819	61.910	67.600	68.2	110.000
41+829	61.950	67.612	68.212	110.000
41+839	61.870	67.614	68.214	110.000
41+849	61.870	67.612	68.212	110.000
41+859	61.870	67.596	68.196	110.000
41+900	61.920	67.587	68.187	110.000
42+000	61.840	67.577	68.177	110.000
42+200	61.780	67.553	68.153	110.000
42+239	61.800	67.542	68.142	110.000
42+254	61.810	67.601	68.201	110.000
42+300	61.670	67.645	68.245	110.000
42+500	61.670	67.630	68.23	110.000
42+530	61.670	67.611	68.211	110.000
43+400	61.670	67.580	68.18	110.000
43+450	61.670	67.567	68.167	110.000
43+800	61.670	67.390	67.99	110.000
43+850	61.670	67.344	67.944	110.000
43+864	61.670	67.262	67.862	110.000
43+900	61.660	67.256	67.856	110.000
44+000	61.660	67.238	67.838	110.000
44+100	61.650	67.220	67.82	110.000
44+101	61.650	67.220	67.82	110.000
44+500	61.460	67.164	67.764	110.000
44+600	61.560	67.139	67.739	110.000
44+700	61.450	67.130	67.73	110.000
45+000	61.480	67.075	67.675	110.000
45+400	61.400	67.008	67.608	110.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
45+500	61.360	66.993	67.593	110.000
46+000	61.190	66.921	67.521	110.000
46+400	61.160	66.856	67.456	110.000
46+401	61.160	66.856	67.456	100.000
46+500	61.100	66.846	67.446	100.000
47+000	60.970	66.789	67.389	100.000
47+300	60.890	66.756	67.356	100.000
47+500	60.930	66.729	67.329	100.000
47+634	60.830	66.704	67.304	100.000
47+644	60.880	66.594	67.194	100.000
47+654	60.880	66.582	67.182	100.000
47+654	60.880	66.582	67.182	100.000
47+664	60.760	66.579	67.179	100.000
47+675	59.860	66.646	67.246	100.000
47+674	59.610	66.646	67.246	100.000
47+684	50.760	66.582	67.182	100.000
47+703	50.760	66.401	67.001	100.000
47+713	59.520	66.320	66.92	100.000
47+714	59.720	66.320	66.92	100.000
47+724	60.710	66.331	66.931	100.000
47+800	60.710	66.320	66.92	100.000
48+000	60.680	66.293	66.893	100.000
48+187	60.690	66.265	66.865	100.000
48+188	60.690	66.265	66.865	100.000
48+300	60.610	66.252	66.852	100.000
48+400	60.550	66.240	66.84	100.000
48+500	60.510	66.227	66.827	100.000
48+900	60.410	66.174	66.774	100.000
49+000	60.510	66.152	66.752	100.000
49+500	60.370	66.083	66.683	100.000
50+000	60.250	66.017	66.617	100.000
50+292	60.020	65.990	66.59	100.000
50+293	60.020	65.990	66.59	95.000
50+302	60.140	65.900	66.5	95.000
50+312	60.040	65.902	66.502	95.000
50+322	59.960	65.903	66.503	95.000
50+332	59.960	65.974	66.574	95.000
50+400	60.210	65.951	66.551	95.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
50+500	60.150	65.942	66.542	95.000
51+000	60.180	65.874	66.474	95.000
51+100	60.070	65.867	66.467	95.000
51+200	60.090	65.853	66.453	95.000
51+300	60.080	65.841	66.441	95.000
51+400	60.010	65.833	66.433	95.000
51+500	60.010	65.820	66.42	95.000
51+900	59.980	65.772	66.372	95.000
52+000	60.020	65.756	66.356	95.000
52+294	59.760	65.733	66.333	95.000
52+311	59.760	65.792	66.392	95.000
52+600	59.760	65.792	66.392	95.000
52+800	60.110	65.768	66.368	95.000
56+770	60.110	65.625	66.225	95.000
56+850	60.110	65.587	66.187	95.000
56+900	60.130	65.532	66.132	95.000
57+000	60.110	65.522	66.122	95.000
57+300	60.090	65.489	66.089	95.000
57+500	60.030	65.471	66.071	95.000
58+000	59.910	65.427	66.027	95.000
58+500	59.880	65.379	65.979	95.000
58+609	59.830	65.371	65.971	95.000
58+610	59.830	65.371	65.971	95.000
59+009	59.800	65.332	65.932	95.000
59+010	59.800	65.332	65.932	93.000
59+500	59.700	65.291	65.891	93.000
60+000	59.670	65.246	65.846	93.000
60+500	59.580	65.205	65.805	93.000
60+872	59.530	65.172	65.772	93.000
60+882	59.530	65.185	65.785	93.000
60+892	59.530	65.184	65.784	93.000
60+902	59.480	65.184	65.784	93.000
60+912	59.480	65.171	65.771	93.000
61+000	59.500	65.162	65.762	93.000
61+073	59.450	65.155	65.755	93.000
61+083	57.840	65.134	65.734	93.000
61+084	57.440	65.134	65.734	93.000
61+094	49.400	65.096	65.696	93.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
61+142	49.400	64.878	65.478	93.000
61+152	56.980	64.852	65.452	93.000
61+153	57.380	64.852	65.452	93.000
61+163	59.210	64.864	65.464	93.000
61+200	59.260	64.858	65.458	93.000
61+500	59.240	64.832	65.432	93.000
62+000	59.160	64.790	65.39	93.000
62+500	59.110	64.748	65.348	93.000
62+700	59.010	64.735	65.335	93.000
62+800	59.090	64.723	65.323	93.000
63+000	59.040	64.708	65.308	93.000
63+200	58.970	64.694	65.294	93.000
63+266	59.020	64.679	65.279	93.000
63+276	57.400	64.658	65.258	93.000
63+275	57.000	64.658	65.258	93.000
63+285	49.170	64.595	65.195	93.000
63+335	49.170	64.226	64.826	93.000
63+345	56.660	64.180	64.78	93.000
63+346	57.060	64.180	64.78	93.000
63+356	58.780	64.189	64.789	93.000
63+400	58.780	64.185	64.785	93.000
63+600	58.790	64.163	64.763	93.000
64+000	58.740	64.122	64.722	93.000
64+500	58.650	64.074	64.674	93.000
64+831	58.650	64.039	64.639	93.000
64+832	58.650	64.039	64.639	93.000
64+900	58.550	64.037	64.637	93.000
65+000	58.540	64.028	64.628	93.000
65+500	58.540	63.977	64.577	93.000
66+000	58.430	63.932	64.532	93.000
66+500	58.310	63.890	64.49	93.000
66+800	58.220	63.867	64.467	93.000
66+862	58.210	63.862	64.462	93.000
66+863	58.210	63.862	64.462	93.000
66+900	58.190	63.860	64.46	93.000
67+000	58.210	63.850	64.45	93.000
67+200	58.210	63.833	64.433	93.000
67+500	58.140	63.809	64.409	93.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
67+868	58.100	63.779	64.379	93.000
67+869	58.100	63.779	64.379	93.000
68+000	58.090	63.768	64.368	93.000
68+265	58.070	63.742	64.342	93.000
68+275	58.070	63.754	64.354	93.000
68+285	58.290	63.748	64.348	93.000
68+295	58.290	63.747	64.347	93.000
68+305	58.290	63.728	64.328	93.000
68+400	58.050	63.730	64.33	93.000
68+473	58.030	63.722	64.322	93.000
68+483	56.420	63.701	64.301	93.000
68+484	56.020	63.701	64.301	93.000
68+494	48.000	63.668	64.268	93.000
68+603	48.000	63.249	63.849	93.000
68+613	55.740	63.226	63.826	93.000
68+614	56.150	63.226	63.826	93.000
68+624	57.720	63.242	63.842	93.000
68+700	57.760	63.233	63.833	93.000
69+000	57.720	63.205	63.805	93.000
69+276	57.660	63.180	63.78	93.000
69+277	57.660	63.180	63.78	93.000
69+500	57.660	63.159	63.759	93.000
70+000	57.550	63.116	63.716	93.000
70+300	57.550	63.088	63.688	93.000
70+500	57.490	63.072	63.672	93.000
71+000	57.450	63.027	63.627	93.000
71+500	57.410	62.983	63.583	93.000
71+615	57.370	62.974	63.574	93.000
71+616	57.370	62.974	63.574	88.000
72+000	57.300	62.946	63.546	88.000
72+500	57.180	62.913	63.513	88.000
73+000	57.100	62.880	63.48	88.000
73+200	57.100	62.864	63.464	88.000
73+211	57.100	62.873	63.473	88.000
73+221	57.120	62.872	63.472	88.000
73+231	57.120	62.871	63.471	88.000
73+241	57.120	62.855	63.455	88.000
73+300	57.060	62.852	63.452	88.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
73+500	57.050	62.832	63.432	88.000
74+000	56.970	62.792	63.392	88.000
74+200	57.000	62.773	63.373	88.000
74+500	56.870	62.753	63.353	88.000
74+700	56.810	62.740	63.34	88.000
75+000	56.770	62.718	63.318	88.000
75+300	56.760	62.695	63.295	88.000
75+500	56.690	62.677	63.277	88.000
75+700	56.750	62.650	63.25	88.000
76+000	56.620	62.627	63.227	88.000
76+400	56.640	62.589	63.189	88.000
76+500	56.590	62.582	63.182	88.000
76+800	56.510	62.566	63.166	88.000
77+000	56.480	62.558	63.158	88.000
77+300	56.440	62.539	63.139	88.000
77+500	56.480	62.523	63.123	88.000
77+700	56.400	62.512	63.112	88.000
78+000	56.360	62.493	63.093	88.000
78+100	56.350	62.487	63.087	88.000
78+101	56.350	62.487	63.087	88.000
78+500	56.290	62.462	63.062	88.000
79+000	56.190	62.433	63.033	88.000
79+362	56.220	62.409	63.009	88.000
79+363	56.220	62.409	63.009	88.000
79+373	56.160	62.392	62.992	88.000
79+383	56.160	62.387	62.987	88.000
79+393	56.200	62.381	62.981	88.000
79+400	56.120	62.379	62.979	88.000
79+408	55.320	62.391	62.991	88.000
79+409	55.120	62.391	62.991	88.000
79+419	46.120	62.364	62.964	88.000
79+629	46.120	61.539	62.139	88.000
79+639	54.860	61.507	62.107	88.000
79+640	55.060	61.507	62.107	88.000
79+650	55.830	61.500	62.1	88.000
79+700	55.790	61.497	62.097	88.000
80+000	55.740	61.471	62.071	88.000
80+300	55.750	61.442	62.042	88.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
80+400	55.730	61.434	62.034	88.000
80+500	55.680	61.426	62.026	88.000
81+300	55.580	61.358	61.958	88.000
81+300	55.580	61.358	61.958	88.000
81+500	55.570	61.341	61.941	88.000
82+000	55.470	61.301	61.901	88.000
82+500	55.400	61.261	61.861	88.000
82+804	55.350	61.238	61.838	88.000
82+805	55.350	61.238	61.838	88.000
82+815	55.330	61.250	61.85	88.000
82+825	55.330	61.249	61.849	88.000
82+835	55.350	61.248	61.848	88.000
82+845	55.320	61.225	61.825	88.000
82+900	55.420	61.211	61.811	88.000
83+000	55.510	61.190	61.79	88.000
83+100	55.900	61.146	61.746	88.000
83+200	55.830	61.126	61.726	88.000
83+300	56.160	61.071	61.671	88.000
83+400	56.180	61.035	61.635	88.000
83+500	56.550	60.947	61.547	88.000
83+600	56.280	60.933	61.533	88.000
83+700	55.960	60.928	61.528	88.000
83+800	55.920	60.900	61.5	88.000
83+900	55.830	60.877	61.477	88.000
84+000	56.010	60.827	61.427	88.000
84+100	55.560	60.834	61.434	88.000
84+200	55.330	60.826	61.426	88.000
84+300	55.280	60.808	61.408	88.000
84+445	55.140	60.786	61.386	88.000
84+455	55.140	60.686	61.286	88.000
84+464	54.600	60.714	61.314	88.000
84+465	54.400	60.714	61.314	88.000
84+485	45.830	60.626	61.226	88.000
84+555	45.780	60.169	60.769	88.000
84+565	53.280	60.129	60.729	88.000
84+566	53.480	60.129	60.729	88.000
84+575	55.330	60.135	60.735	88.000
84+600	55.330	60.131	60.731	88.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
85+000	55.210	60.073	60.673	88.000
85+500	55.100	60.000	60.6	88.000
85+680	55.020	59.978	60.578	88.000
85+681	55.020	59.978	60.578	88.000
86+000	55.110	59.919	60.519	88.000
86+100	55.040	59.908	60.508	88.000
86+101	55.040	59.908	60.508	80.000
86+500	54.860	59.868	60.468	80.000
87+000	54.800	59.813	60.413	80.000
87+500	54.750	59.756	60.356	80.000
87+715	54.730	59.729	60.329	80.000
87+725	54.730	59.681	60.281	80.000
87+735	54.730	59.678	60.278	80.000
87+745	54.730	59.675	60.275	80.000
87+755	54.730	59.719	60.319	80.000
88+000	54.680	59.689	60.289	80.000
88+500	54.610	59.626	60.226	80.000
89+000	54.700	59.549	60.149	80.000
89+500	54.540	59.485	60.085	80.000
90+000	54.420	59.424	60.024	80.000
90+500	54.340	59.370	59.97	80.000
91+000	54.220	59.319	59.919	80.000
91+057	54.230	59.313	59.913	80.000
91+058	54.230	59.313	59.913	80.000
91+500	54.180	59.266	59.866	80.000
91+945	54.150	59.218	59.818	80.000
91+946	54.150	59.218	59.818	80.000
92+000	54.190	59.209	59.809	80.000
92+500	54.080	59.158	59.758	80.000
92+556	54.050	59.153	59.753	80.000
92+557	54.090	59.153	59.753	80.000
92+566	54.070	59.074	59.674	80.000
92+576	54.050	59.071	59.671	80.000
92+586	54.050	59.068	59.668	80.000
92+600	54.050	59.126	59.726	80.000
93+000	53.920	59.080	59.68	80.000
93+500	53.890	59.015	59.615	80.000
94+000	53.780	58.956	59.556	80.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
94+500	53.730	58.894	59.494	80.000
95+000	53.630	58.836	59.436	80.000
95+170	53.720	58.796	59.396	80.000
95+180	52.920	58.757	59.357	80.000
95+181	52.720	58.757	59.357	80.000
95+191	45.000	58.694	59.294	80.000
95+211	45.000	58.530	59.13	80.000
95+221	52.720	58.469	59.069	80.000
95+222	52.920	58.469	59.069	80.000
95+232	53.500	58.511	59.111	80.000
95+300	53.460	58.504	59.104	80.000
95+500	53.450	58.475	59.075	80.000
96+000	53.450	58.399	58.999	80.000
96+158	53.390	58.379	58.979	80.000
96+159	53.390	58.379	58.979	80.000
96+374	53.350	58.331	58.931	80.000
96+388	53.310	58.321	58.921	80.000
96+398	53.310	58.330	58.93	80.000
96+763	53.410	58.278	58.878	80.000
96+773	53.410	58.217	58.817	80.000
96+800	53.320	58.159	58.759	80.000
97+000	53.310	58.125	58.725	80.000
97+132	53.250	58.107	58.707	80.000
97+133	53.250	58.107	58.707	80.000
97+265	53.190	58.089	58.689	80.000
97+266	53.190	58.089	58.689	75.000
97+272	53.190	58.034	58.634	75.000
97+282	53.190	58.030	58.63	75.000
97+292	53.190	58.026	58.626	75.000
97+302	53.160	58.080	58.68	75.000
97+500	53.170	58.051	58.651	75.000
98+000	53.120	57.981	58.581	75.000
98+500	53.010	57.916	58.516	75.000
99+000	52.970	57.847	58.447	75.000
99+389	52.930	57.793	58.393	75.000
99+390	52.930	57.793	58.393	75.000
99+500	52.840	57.783	58.383	75.000
100+000	52.790	57.717	58.317	75.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
100+500	52.730	57.651	58.251	75.000
101+000	52.720	57.579	58.179	75.000
101+089	52.690	57.568	58.168	75.000
101+090	52.690	57.568	58.168	75.000
101+500	52.650	57.511	58.111	75.000
101+669	52.610	57.489	58.089	75.000
101+670	52.610	57.489	58.089	75.000
102+000	52.510	57.448	58.048	75.000
102+224	52.490	57.419	58.019	75.000
102+225	52.490	57.419	58.019	75.000
102+500	52.420	57.385	57.985	75.000
102+590	52.390	57.373	57.973	75.000
102+600	52.390	57.316	57.916	75.000
102+610	52.390	57.312	57.912	75.000
102+620	52.390	57.309	57.909	75.000
102+630	52.400	57.359	57.959	75.000
103+000	52.320	57.276	57.876	75.000
103+500	52.260	57.158	57.758	75.000
104+000	52.190	57.034	57.634	75.000
104+001	52.190	57.034	57.634	71.000
104+268	52.180	56.952	57.552	71.000
104+278	51.380	56.923	57.523	71.000
104+278	51.180	56.923	57.523	71.000
104+289	42.180	56.868	57.468	71.000
104+302	42.180	56.772	57.372	71.000
104+312	51.180	56.708	57.308	71.000
104+313	51.210	56.708	57.308	71.000
104+325	52.020	56.724	57.324	71.000
104+400	52.020	56.712	57.312	71.000
104+500	52.020	56.697	57.297	71.000
105+000	51.940	56.626	57.226	71.000
105+500	51.890	56.551	57.151	71.000
106+000	51.800	56.480	57.08	71.000
106+039	51.790	56.475	57.075	71.000
106+040	51.790	56.475	57.075	71.000
106+500	51.740	56.407	57.007	71.000
107+000	51.640	56.337	56.937	71.000
107+499	51.550	56.268	56.868	71.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
107+500	51.550	56.268	56.868	70.000
107+511	51.550	56.218	56.818	70.000
107+516	51.550	56.217	56.817	70.000
107+522	51.550	56.214	56.814	70.000
107+532	51.550	56.259	56.859	70.000
107+600	51.550	56.249	56.849	70.000
108+000	51.500	56.193	56.793	70.000
108+500	51.400	56.127	56.727	70.000
108+935	51.350	56.068	56.668	70.000
108+936	51.350	56.068	56.668	70.000
109+000	51.350	56.058	56.658	70.000
109+500	51.270	55.991	56.591	70.000
110+000	51.150	55.928	56.528	70.000
110+132	51.150	55.910	56.51	70.000
110+133	51.150	55.910	56.51	70.000
110+500	51.120	55.860	56.46	70.000
110+856	51.070	55.813	56.413	70.000
110+857	51.070	55.813	56.413	68.000
111+000	51.050	55.795	56.395	68.000
111+172	51.040	55.771	56.371	68.000
111+182	51.040	55.724	56.324	68.000
111+188	51.040	55.722	56.322	68.000
111+196	51.040	55.720	56.32	68.000
111+206	51.040	55.761	56.361	68.000
111+300	51.050	55.748	56.348	68.000
111+500	50.980	55.725	56.325	68.000
111+913	50.920	55.674	56.274	68.000
111+914	50.920	55.674	56.274	68.000
112+000	50.920	55.663	56.263	68.000
112+500	50.850	55.601	56.201	68.000
113+000	50.760	55.541	56.141	68.000
113+390	50.710	55.494	56.094	68.000
113+391	50.710	55.494	56.094	68.000
114+000	50.620	55.421	56.021	68.000
114+500	50.550	55.362	55.962	68.000
114+782	50.480	55.332	55.932	68.000
114+783	50.480	55.332	55.932	68.000
115+000	50.450	55.307	55.907	68.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
115+500	50.340	55.254	55.854	68.000
115+714	50.340	55.229	55.829	68.000
115+715	50.340	55.229	55.829	68.000
116+000	50.300	55.198	55.798	68.000
116+500	50.180	55.148	55.748	68.000
117+000	50.100	55.098	55.698	68.000
117+067	50.080	55.092	55.692	68.000
117+068	50.080	55.092	55.592	60.000
117+078	50.080	55.057	55.557	60.000
117+088	50.080	55.054	55.554	60.000
117+098	50.080	55.052	55.552	60.000
117+108	50.080	55.079	55.579	60.000
117+200	50.080	55.071	55.571	60.000
117+489	50.040	55.045	55.545	60.000
117+490	50.040	55.045	55.545	60.000
117+611	49.970	55.013	55.513	60.000
117+620	48.360	54.916	55.416	60.000
117+621	47.970	54.840	55.34	60.000
117+631	39.960	54.748	55.248	60.000
117+648	39.960	54.590	55.09	60.000
117+658	47.970	54.544	55.044	60.000
117+659	48.360	54.602	55.102	60.000
117+670	49.970	54.688	55.188	60.000
117+700	50.030	54.681	55.181	60.000
118+000	50.020	54.643	55.143	60.000
118+500	49.910	54.585	55.085	60.000
119+000	49.840	54.527	55.027	60.000
119+500	49.780	54.468	54.968	60.000
120+000	49.710	54.411	54.911	60.000
120+500	49.670	54.351	54.851	60.000
121+000	49.520	54.300	54.8	60.000
121+500	49.470	54.245	54.745	60.000
122+000	49.430	54.190	54.69	60.000
122+500	49.360	54.136	54.636	60.000
123+000	49.300	54.082	54.582	60.000
123+500	49.260	54.027	54.527	60.000
124+000	49.180	53.974	54.474	60.000
124+500	49.130	53.921	54.421	60.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
124+891	49.040	53.882	54.382	60.000
124+892	49.040	53.882	54.382	60.000
125+000	49.020	53.871	54.371	60.000
125+500	48.960	53.821	54.321	60.000
126+000	48.900	53.771	54.271	60.000
126+089	48.870	53.763	54.263	60.000
126+090	48.870	53.763	54.263	50.000
126+500	48.820	53.736	54.236	50.000
126+588	48.810	53.729	54.229	50.000
126+598	48.810	53.709	54.209	50.000
126+608	48.810	53.707	54.207	50.000
126+616	48.810	53.706	54.206	50.000
126+625	47.310	53.656	54.156	50.000
126+626	46.810	53.587	54.087	50.000
126+636	38.000	53.561	54.061	50.000
126+666	38.000	53.474	53.974	50.000
126+676	46.810	53.454	53.954	50.000
126+677	47.310	53.518	54.018	50.000
126+687	48.820	53.582	54.082	50.000
126+692	48.820	53.582	54.082	50.000
126+693	48.820	53.582	54.082	50.000
126+800	48.720	53.577	54.077	50.000
127+000	48.760	53.561	54.061	50.000
127+429	48.710	53.530	54.03	50.000
127+430	48.710	53.530	54.03	50.000
127+500	48.670	53.526	54.026	50.000
128+000	48.610	53.492	53.992	50.000
128+500	48.510	53.460	53.96	50.000
128+797	48.500	53.441	53.941	50.000
128+798	48.500	53.441	53.941	50.000
129+000	48.530	53.426	53.926	50.000
129+422	48.440	53.384	53.884	50.000
129+432	48.440	53.374	53.874	50.000
129+440	48.440	53.370	53.87	50.000
129+448	48.440	53.367	53.867	50.000
129+459	46.940	53.299	53.799	50.000
129+460	46.440	53.229	53.729	50.000
129+470	38.000	53.163	53.663	50.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
129+509	38.000	52.865	53.365	50.000
129+519	46.440	52.815	53.315	50.000
129+520	46.940	52.868	53.368	50.000
129+530	48.420	52.940	53.44	50.000
130+000	48.390	52.894	53.394	50.000
130+500	48.340	52.846	53.346	50.000
131+000	48.210	52.804	53.304	50.000
131+258	48.180	52.782	53.282	50.000
131+259	48.180	52.782	53.282	47.000
131+272	48.180	52.771	53.271	47.000
131+278	48.180	52.770	53.27	47.000
131+286	48.180	52.769	53.269	47.000
131+300	48.160	52.778	53.278	47.000
131+772	48.100	52.743	53.243	47.000
131+773	48.100	52.743	53.243	47.000
132+300	48.020	52.712	53.212	47.000
132+389	48.000	52.707	53.207	47.000
132+390	48.000	52.707	53.207	47.000
133+130	47.900	52.659	53.159	47.000
133+131	47.900	52.659	53.159	47.000
133+300	47.830	52.651	53.151	47.000
134+022	47.720	52.610	53.11	47.000
134+023	47.720	52.610	53.11	47.000
134+300	47.700	52.595	53.095	47.000
135+043	47.640	52.554	53.054	47.000
135+044	47.640	52.554	53.054	47.000
135+300	47.620	52.540	53.04	47.000
136+258	47.470	52.493	52.993	47.000
136+259	47.470	52.493	52.993	42.000
136+280	47.470	52.490	52.99	42.000
136+288	47.470	52.457	52.957	42.000
136+296	47.470	52.455	52.955	42.000
136+307	47.470	52.451	52.951	42.000
136+322	45.970	52.470	52.97	42.000
136+323	45.790	52.374	52.874	42.000
136+333	37.500	52.343	52.843	42.000
136+391	37.500	52.142	52.642	42.000
136+401	44.650	52.128	52.628	42.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
136+402	44.650	52.193	52.693	42.000
136+415	47.430	52.217	52.717	42.000
136+425	47.480	52.215	52.715	42.000
137+167	47.230	52.185	52.685	42.000
137+168	47.230	52.185	52.685	42.000
137+300	47.200	52.180	52.68	42.000
137+689	47.180	52.164	52.664	42.000
137+690	47.180	52.164	52.664	42.000
138+000	47.080	52.152	52.652	42.000
138+031	47.040	52.118	52.618	42.000
138+100	47.040	51.742	52.242	42.000
139+100	47.010	51.068	51.568	42.000
139+168	47.140	51.043	51.543	42.000
139+200	47.140	51.002	51.502	42.000
139+300	47.100	50.992	51.492	42.000
140+300	47.010	50.883	51.383	42.000
141+300	46.770	50.788	51.288	42.000
141+763	46.730	50.744	51.244	42.000
141+764	46.730	50.744	51.244	42.000
142+300	46.680	50.693	51.193	42.000
142+535	46.640	50.672	51.172	42.000
142+536	46.640	50.672	51.172	42.000
143+300	46.510	50.606	51.106	42.000
143+377	46.500	50.599	51.099	42.000
143+378	46.500	50.599	51.099	42.000
144+300	46.370	50.523	51.023	42.000
144+445	46.310	50.481	50.981	42.000
144+475	46.350	50.389	50.889	42.000
144+500	46.060	50.169	50.669	42.000
145+100	46.060	49.895	50.395	42.000
145+194	46.060	49.860	50.36	42.000
145+212	45.940	49.806	50.306	42.000
145+300	45.910	49.796	50.296	42.000
145+420	45.960	49.778	50.278	42.000
145+421	45.960	49.778	50.278	42.000
145+615	46.030	49.745	50.245	42.000
145+616	46.030	49.745	50.245	42.000
146+300	46.240	49.600	50.1	42.000



Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico
de un canal mediante modelación numérica

Cadenamiento (m)	Cota de rasante (msnm)	Nivel de agua para el escenario 2 (msnm)	Altura del concreto para el escenario 2 (msnm)	Gasto (m ³ /s)
146+340	46.240	49.590	50.09	42.000
146+341	46.240	49.590	50.09	35.000
147+300	46.070	49.448	49.948	35.000
147+476	45.890	49.433	49.933	35.000
147+486	45.920	49.407	49.907	35.000
147+496	45.830	49.409	49.909	35.000
147+506	45.860	49.406	49.906	35.000
147+516	45.890	49.425	49.925	35.000
148+300	45.950	49.309	49.809	35.000
148+764	45.880	49.239	49.739	35.000
148+765	45.880	49.239	49.739	35.000
149+300	45.800	49.158	49.658	35.000
150+082	45.680	49.041	49.541	35.000
150+083	45.680	49.041	49.541	35.000
150+300	45.640	49.008	49.508	35.000
151+300	45.480	48.861	49.361	35.000
151+455	45.460	48.838	49.338	35.000
151+456	45.460	48.838	49.338	35.000
152+300	45.380	48.706	49.206	35.000
152+896	45.250	48.617	49.117	35.000
152+897	45.250	48.617	49.117	35.000
153+300	45.180	48.558	49.058	35.000
154+300	45.060	48.406	48.906	35.000
154+874	45.100	48.301	48.801	35.000
154+884	45.000	48.283	48.783	35.000
154+895	45.000	48.279	48.779	35.000
154+905	45.000	48.276	48.776	35.000
154+915	45.000	48.294	48.794	35.000
155+300	45.000	48.063	48.563	35.000
155+930	45.150	46.648	47.148	35.000
155+950	45.200	46.788	47.288	35.000
156+850	42.500	46.783	47.283	35.000
156+900	42.470	46.752	47.252	35.000
156+920	42.470	46.750	47.25	35.000

ANEXO 6. Análisis hidráulico de sifones y represas del CPH.

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE SIFÓN CON CONDUCTOS AGREGADOS

Análisis hidráulico del Sifón 12+000 (CNA 12+047)

Esta estructura cuenta con 2 sifones de 5 m de diámetro (escenario 1 en sifones), por lo que se plantea como propuesta agregar 4 conductos más de 2.5 m de diámetro cada uno, lo que logra aumentar la capacidad de esta estructura de cruce a $120 \text{ m}^3/\text{s}$ como se aprecia en la siguiente imagen.

El diseño del sifón se realiza en base a la ecuación de la energía;

$$z_1 + y_1 \cos \theta_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 \cos \theta_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_r$$

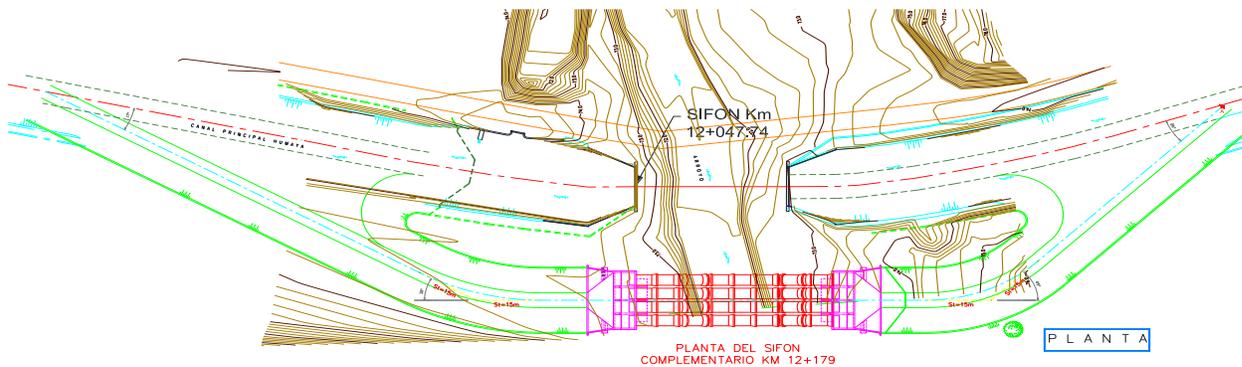
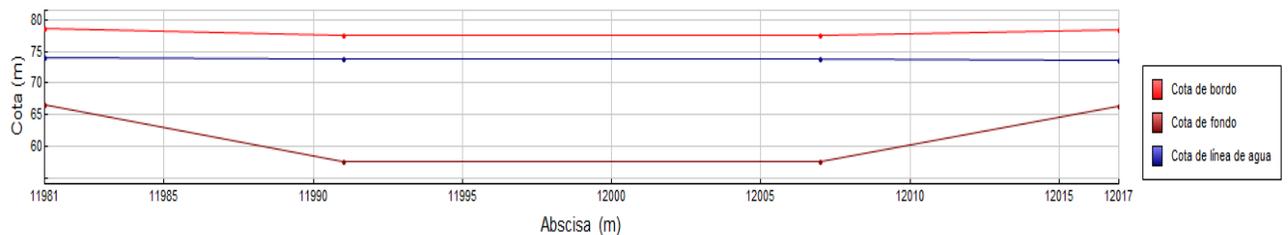


Imagen 6.1. Solución con 4 sifones agregados (Escenario 2 en sifones).

En conjunto entre los sifones se puede transitar el caudal requerido, sin embargo la diferencia de pérdida de carga obtenida, entre esta solución y el no adjuntar mayor número de conductos resulta mínima, por lo que la sobreelevación a realizar en el Canal Principal Humaya absorbe dicha carga.



Grafica 6.1a. Perfil longitudinal del Sifón 12+000 en el SIC².



Con los resultados generados del SIC², se obtuvo el valor ingresado como tirante aguas abajo de la estructura (Tirante SIC²).

Para la obtención de las pérdidas de carga del escenario 1; en sifones, se manejó información plasmada en las siguientes tablas.

Tabla 6.1a. Datos del Escenario 1 en sifones - sin sifones agregados.

DATOS GENERALES								
Ubicación del sifón	Elevación canal de entrada (1)	Elevación canal de salida (2)	Longitud conductos	Número de conductos	Diámetro de cada conducto	Gasto total	Velocidad recomendada	Coeficiente f pérdida fricción
KM CNA	msnm	msnm	m	adim	m	m ³ /s	m/s	adim
12+047	67.61	67.6	41.6	2	5	120	2.5 a 3.5	0.015

CANAL AGUAS ARRIBA (FLUJO NORMALIZADO) - SECCIÓN 1-				
Pendiente longitudinal So	Ancho de plantilla	Talud	Coef. Manning	Bordo libre
Adim	m	Adim		m
0.00019	6.5	1.25	0.017	0.9

CANAL AGUAS ABAJO (FLUJO REMANSADO) - SECCIÓN 2-					
Pendiente longitudinal So	Ancho de plantilla	Talud	Coef. Manning	Tirante SIC	Bordo libre
Adim	m	Adim		m	m
0.0001	6.5	1.25	0.017	6.15	0.9

Tabla 6.2a. Resultados del Escenario 1 en sifones - sin sifones agregados.

RESULTADOS GENERALES					
Ubicación del sifón	Área por conducto	Gasto por conducto	Velocidad calculada	Carga de velocidad	Pérdida por fricción
KM CNA	m ²	m ³ /s	m/s	m	m
12+047	19.635	60	3.055767762	0.47592847	0.05939587

CANAL AGUAS ARRIBA (FLUJO NORMALIZADO) - SECCIÓN 1-			
Tirante normal	Área hidráulica	Velocidad normal	Carga de velocidad
m	m ²	m/s	m
5.380532265	71.16111755	1.686314106	0.144936558

CANAL AGUAS ABAJO (FLUJO REMANSADO) - SECCIÓN 2-			
Área hidráulica	Velocidad normal	Carga de velocidad	Elevación corona
m ²	m/s	m	msnm
87.25312805	1.375308871	0.096405428	74.65



Por consiguiente se calcula el tirante aguas arriba de la estructura, donde la suma de pérdidas de carga se consideró de dos maneras:

- 1- Contemplando la pérdida por fricción, las pérdidas locales por transición y rejilla tanto aguas arriba como aguas abajo, las pérdidas locales por el primer y segundo cambio de dirección, pérdidas por entrada y salida del sifón.
- 2- Contemplando todas las pérdidas ya mencionadas, a excepción de las pérdidas por rejilla tanto de aguas arriba como de aguas abajo.

Las pérdidas de energía se calculan de aguas abajo a aguas arriba, ya que se presenta un flujo subcrítico.

Las pérdidas por transición y entrada (h_{TS-E}), se obtienen por medio de la siguiente ecuación;

$$h_{TS-E} = 0.2 \left(\frac{V_{\text{aguas arriba}} - V_{\text{aguas abajo}}}{2g} \right)^2$$

Pérdidas por salida (h_S);

$$h_S = 0.4 \left(\frac{V_{\text{aguas arriba}} - V_{\text{aguas abajo}}}{2g} \right)^2$$

Pérdida por cambio de dirección (h_c);

$$h_d = K_c \sqrt{\frac{\Delta^\circ}{90^\circ}} \frac{V^2}{2g}$$

Donde K_c es el coeficiente por cambio de dirección.

A continuación se presenta la sumatoria de pérdidas de energía, de las dos formas consideradas. Esto con objeto de apreciar sus diferencias al momento de la operación de la estructura.

Escenario 1				
Tirante sección 1-	Suma de pérdidas sin rejillas	Tirante menos pérdidas	Suma de pérdidas con rejillas	Tirante menos pérdidas
m	m	m	m	m
6.686977574	0.378537352	6.308440222	0.524963346	6.162014228



Para calcular las pérdidas de carga del escenario 2 en sifones, se utilizaron los datos de la siguiente tabla.

Tabla 6.3a. Datos del Escenario 2 en sifones - con sifones agregados.

DATOS GENERALES								
Ubicación del sifón	Elevación canal de entrada (1)	Elevación canal de salida (2)	Longitud conductos	Número de conductos	Diámetro de cada conducto	Gasto total	Velocidad recomendada	Coefficiente f pérdida fricción
Km CNA	msnm	msnm	m	adim	m	m ³ /s	m/s	adim
12+047	67.61	67.6	41.6	2	5	120	2.5 a 3.5	0.015
12+179	67.61	67.6	41.6	4	2.5	120	2.5 a 3.5	0.015

CANAL AGUAS ARRIBA (FLUJO NORMALIZADO) -SECCIÓN 1-				
Pendiente longitudinal So	Ancho de plantilla	Talud	Coef. Manning	Bordo libre
Adim	m	Adim		m
0.00019	6.5	1.25	0.017	0.9
0.00019	6.5	1.25	0.017	0.9

CANAL AGUAS ABAJO (FLUJO REMANSADO) -SECCIÓN 2-					
Pendiente longitudinal So	Ancho de plantilla	Talud	Coef. Manning	Tirante SIC	Bordo libre
Adim	m	Adim		m	m
0.0001	6.5	1.25	0.017	6.15	0.9
0.0001	6.5	1.25	0.017	6.15	0.9

Tabla 6.4a. Resultados del Escenario 2 en sifones - con sifones agregados.

RESULTADOS GENERALES					
Ubicación del sifón	Área por conducto	Gasto por conducto	Velocidad calculada	Carga de velocidad	Pérdida por fricción
Km CNA	m ²	m ³ /s	m/s	m	m
12+047	19.635	40.75	2.075375605	0.21953027	0.027397378
12+179	4.90875	9.625	1.960784314	0.19595694	0.048910852

CANAL AGUAS ARRIBA (FLUJO NORMALIZADO) -SECCIÓN 1-			
Tirante normal	Área hidráulica	Velocidad normal	Carga de velocidad
m	m ²	m/s	m
5.380532265	71.16111755	1.686314106	0.144936558
5.380532265	71.16111755	1.686314106	0.144936558



CANAL AGUAS ABAJO (FLUJO REMANSADO) -SECCIÓN 2-			
Área hidráulica	Velocidad normal	Carga de velocidad	Elevación corona
m ²	m/s	m	msnm
87.25312805	1.375308871	0.096405428	74.65
87.25312805	1.375308871	0.096405428	74.65

A continuación se presenta la sumatoria de pérdidas de energía de las dos formas consideradas. Esto con objeto de apreciar sus diferencias al momento de la operación de la estructura.

Escenario 2				
Tirante -sección 1-	Suma de pérdidas sin rejillas	Tirante menos pérdidas	Suma de pérdidas con rejillas	Tirante menos pérdidas
m	m	m	m	m
6.393386145	0.174939499	6.218446646	0.242481031	6.150905114

Por lo tanto la diferencia de pérdidas de carga entre escenarios (Sin y con sifones agregados), sin rejillas y con rejillas respectivamente, resulta:

Perdidas de carga					
Sin rejillas		Diferencia entre perdidas (1-2)	Con rejillas		Diferencia entre perdidas (3-4)
Sin sifones agregados (1)	Con sifones agregados (2)		Sin sifones agregados (3)	Con sifones agregados (4)	
m	m	m	m	m	m
0.378537352	0.174939499	0.203597853	0.524963346	0.242481031	0.282482315



ANÁLISIS HIDRÁULICO DE SIFÓN CON SU CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA ACTUAL

Análisis Hidráulico del Sifón 15+504.64 (CNA 15+284)

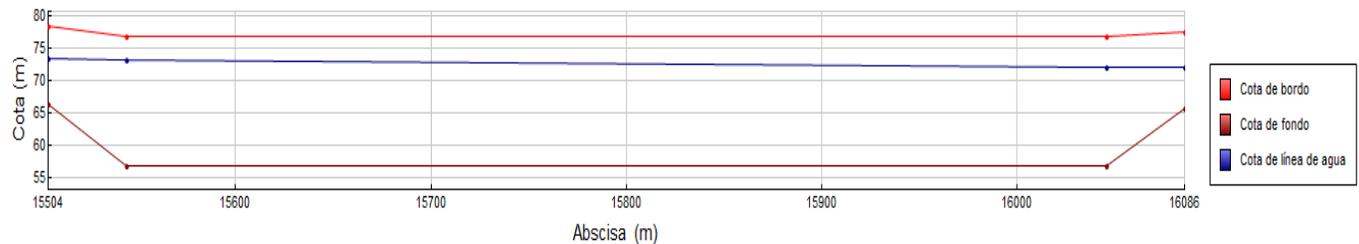
Esta estructura cuenta con 2 sifones de 5 m de diámetro, una longitud de 842.63 m. el gasto total que transitara por estos conductos será de $120 \text{ m}^3/\text{s}$.

El diseño del sifón se realiza en base a la ecuación de la energía:

$$z_1 + y_1 \cos \theta_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 \cos \theta_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_r$$

En conjunto entre los sifones se puede conducir el caudal requerido, por lo que la sobreelevación a realizar en el Canal Principal Humaya absorbe dicha carga.

Con los resultados generados del SIC, se obtuvo el valor ingresado como tirante aguas abajo de la estructura (Tirante SIC²).



Gráfica 6.1b. Perfil longitudinal del Sifón que comienza en el encadenamiento 15+504.64 en el SIC²

Para la obtención de las pérdidas de carga, se manejó información plasmada en las siguientes tablas.

Tabla 6.1b. Datos.

DATOS GENERALES								
Ubicación de entrada del sifón	Elevación canal de entrada (1)	Elevación canal de salida (2)	Longitud conductos	Número de conductos	Diámetro de cada conducto	Gasto total	Velocidad recomendada	Coefficiente f pérdida fricción
Km CNA	msnm	msnm	m	adim	m	m ³ /s	m/s	adim
15+284	66.673	66.413	842.63	2.00	5.00	120	2.5 a 3.5	0.015



CANAL AGUAS ARRIBA (FLUJO NORMALIZADO) - SECCIÓN 1-				
Pendiente longitudinal S_o	Ancho de plantilla	Talud	Coef. Manning	Bordo libre
Adim	m	Adim		m
0.0000546	6.5	1.25	0.0167	0.9

CANAL AGUAS ABAJO (FLUJO REMANSADO) -SECCIÓN 2-					
Pendiente longitudinal S_o	Ancho de plantilla	Talud	Coef. Manning	Tirante SIC	Bordo libre
Adim	m	Adim		m	m
0.000126	6.5	1.25	0.017	5.668	0.9

Tabla 6.2b. Resultados.

RESULTADOS GENERALES					
Ubicación de entrada del sifón	Área por conducto	Gasto por conducto	Velocidad calculada	Carga de velocidad	Pérdida por fricción
Km CNA	m ²	m ³ /s	m/s	m	m
15+284	19.635	60	3.055767762	0.475928472	1.203094824

CANAL AGUAS ARRIBA (FLUJO NORMALIZADO) -SECCIÓN 1-			
Tirante normal	Área hidráulica	Velocidad normal	Carga de velocidad
m	m ²	m/s	m
7.207151413	111.7752762	1.073582649	0.058745143

CANAL AGUAS ABAJO (FLUJO REMANSADO) -SECCIÓN 2-			
Área hidráulica	Velocidad normal	Carga de velocidad	Elevación corona
m ²	m/s	m	msnm
76.99978638	1.55844593	0.12378969	72.981

Por consiguiente se calcula el tirante aguas arriba de la estructura, donde la suma de pérdidas de carga se consideró de dos maneras:

- 1- Contemplando la pérdida por fricción, las pérdidas locales por transición y rejilla tanto aguas arriba como aguas abajo, las pérdidas locales por el primer y segundo cambio de dirección, pérdidas por entrada y salida del sifón.
- 2- Contemplando todas las pérdidas ya mencionadas, a excepción de las pérdidas por rejilla tanto de aguas arriba como de aguas abajo.



Las pérdidas de energía se calculan de aguas abajo a aguas arriba, ya que se presenta un flujo subcrítico.

Las pérdidas por transición y entrada (h_{TS-E}), se obtienen por medio de la siguiente ecuación;

$$h_{TS-E} = 0.2 \left(\frac{V_{\text{aguas arriba}} - V_{\text{aguas abajo}}}{2g} \right)^2$$

Pérdidas por salida (h_S);

$$h_S = 0.4 \left(\frac{V_{\text{aguas arriba}} - V_{\text{aguas abajo}}}{2g} \right)^2$$

Pérdida por cambio de dirección (h_c);

$$h_d = K_c \sqrt{\frac{\Delta^\circ}{90^\circ} \frac{V^2}{2g}}$$

Donde K_c es el coeficiente por cambio de dirección.

A continuación se presenta la sumatoria de pérdidas de energía, de las dos formas consideradas (sin rejilla y con rejilla). Esto con objeto de apreciar sus diferencias al momento de la operación de la estructura.

Pérdidas de energía						
Tirante sección 1-	-	Suma de pérdidas sin rejillas	Tirante menos pérdidas	Suma de pérdidas con rejillas	Tirante menos pérdidas	Diferencia entre perdidas
m		m	m	m	m	m
7.069078215		1.453306976	5.61577124	1.59973297	5.469345246	0.146425994

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS REPRESAS

Análisis Hidráulico de la represa 50+300 (CNA 48+000)

Esta estructura cuenta con 2 compuertas de 4.5 m de ancho y 6.03 m de altura de claro de la compuerta (escenario 1 en represas), por lo que se tenía planteado como propuesta agregar 1 compuerta más de 4.5 m de ancho, lo que logra aumentar la capacidad de este punto de operación a $105 \text{ m}^3/\text{s}$ como se aprecia en la siguiente imagen.

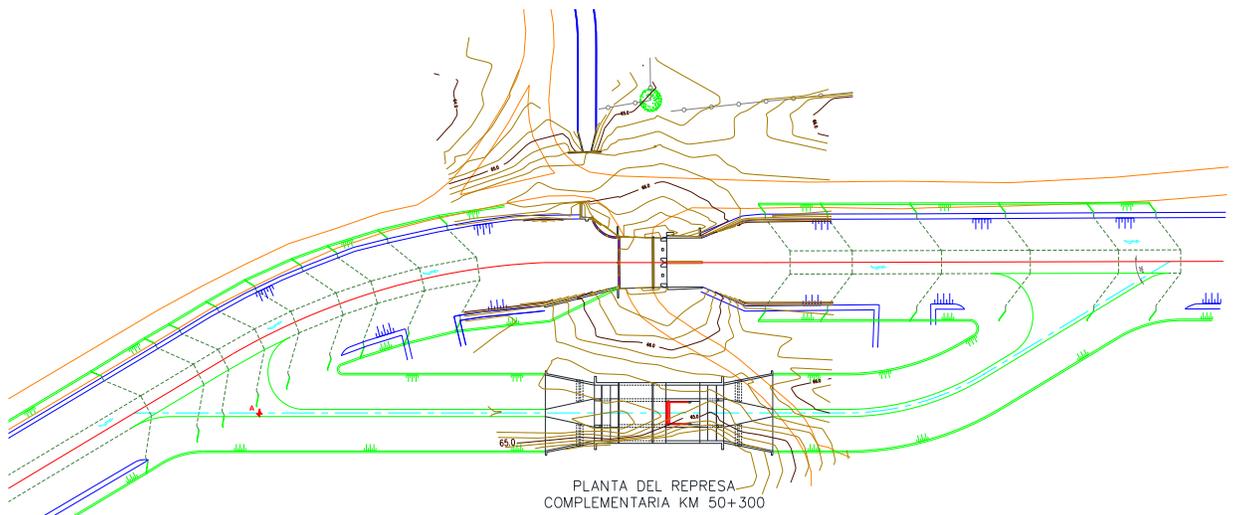
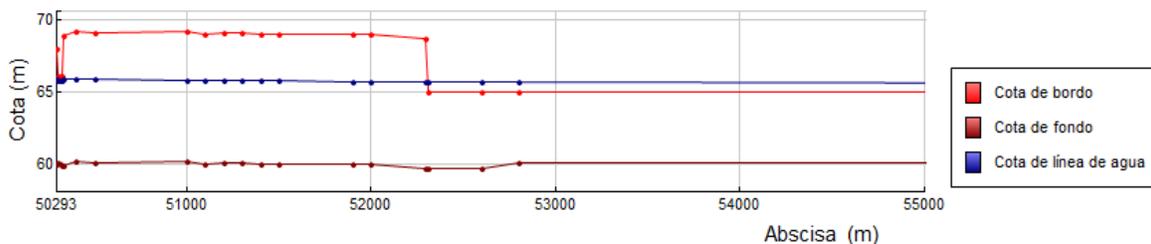


Imagen 6.1c. Solución con 1 represa agregada (Escenario 2 en represas)

En conjunto entre las compuertas se puede transitar el caudal requerido, sin embargo la diferencia de pérdida de carga obtenida, entre esta solución (Escenario 2; en represas) y el no adjuntar otra compuerta resulta mínima, por lo que la sobreelevación a realizar en el CPH absorbe dicha carga.



Grafica 6.1c. Perfil longitudinal de la represa 50+300 en el SIC^2.



Con los resultados generados del SIC², se obtuvo el valor ingresado como tirante aguas abajo de la estructura (Tirante SIC²).

Para la obtención de las pérdidas de carga del escenario 1; en represas, se manejó información plasmada en las siguientes tablas.

Tabla 6.1c. Datos del Escenario 1 en represas - sin compuerta agregada.

Ubicación de represa	Elevación canal de entrada (1), Z1	Elevación final de transición de entrada (2), Z2	Elevación inicio de transición de salida (3), Z3	Elevación canla de salida (4), Z4	Longitud transición de entrada, L(1-2)	Longitud tramo de compuertas, L(2-3)	Longitud Transición de salida, L(3-4)	Número de represas (compuertas)	Ancho de cada represa (compuerta)	Altura del claro de la compuerta	Bordo libre recomendao en interior de represa	Gasto total	Velocidad recomendada	Coficiente n de Manning en estructura
KM CNA	msnm	msnm	msnm	msnm	m	m	m	adim	m	m	m	m ³ /s	m/s	adim
48+000	60.21	60.21	60.21	60.21	17.2	16	8.3	2	4.5	6.03	0.6	105	2 a 3	0.015

CANAL AGUAS ARRIBA (FLUJO NORMALIZADO) -SECCIÓN 1-				
Pendiente longitudinal So	Ancho de plantilla	Talud	Coef. Manning	Bordo libre
Adim	m	Adim		m
0.0002	4.5	1.25	0.015	0.9

CANAL AGUAS ABAJO (FLUJO REMANSADO) -SECCIÓN 4-					
Pendiente longitudinal So	Ancho de plantilla	Talud	Coef. Manning	Bordo libre	Tirante SIC (4)
Adim	m	Adim		m	m
0.0002	4.5	1.25	0.015	0.9	5.207249641

Tabla 6.2c. Resultados del escenario 1 en represas - sin compuerta agregada.

RESULTADOS GENERALES					
Ubicación de represa	Área total disponible por represa (sin compuerta)	Gasto por conducto	Velocidad calculada (conducto a máximo tirante)	Carga de velocidad	Pérdida por fricción tramo de compuertas
KM CNA	m ²	m ³ /s	m/s	m	m
48+000	24.435	52.5	2.148557397	0.235285366	0.008948871

CANAL AGUAS ARRIBA (FLUJO NORMALIZADO) -SECCIÓN 1-			
Tirante normal	Área hidráulica	Velocidad normal	Carga de velocidad
m	m ²	m/s	m
5.207249641	57.32693481	1.831599712	0.170986621

CANAL AGUAS ABAJO (FLUJO REMANSADO) -SECCIÓN 4-				
Tirante normal	Área hidráulica	Velocidad normal	Carga de velocidad	Elevación corona
m	m ²	m/s	m	msnm
5.207249641	57.32693481	1.831599712	0.170986621	66.31724964

Posteriormente se calculó los tirantes y elevaciones del nivel del agua, de los diversos puntos que conforman la represa.

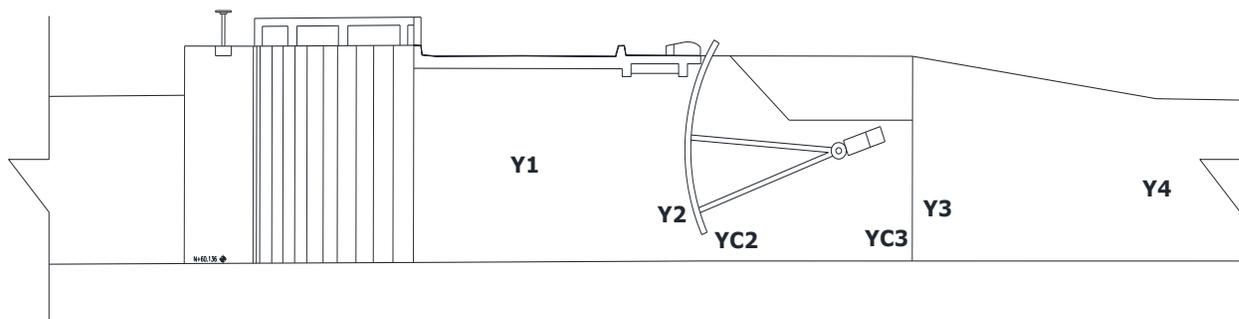


Imagen 6.2c. Representación de los tirantes presentados en la represa (Escenario 1 en represas).

TIRANTES						
REPRESA	Y1	Y2	YC2	YC3	Y3	Y4
	m	m	m	m	m	m
48+000	5.34910167	5.27286334	5.20465931	5.19343686	5.15459858	5.20724964

ELEVACIONES DEL NIVEL DEL AGUA					
H1	H2	HC2	HC3	H3	H4
msnm	msnm	msnm	msnm	msnm	msnm
65.5591017	65.4828633	65.4146593	65.4034369	65.3645986	65.4172496

Por consiguiente la sumatoria de pérdidas de energía es:

Pérdida total
M
0.12780734



Para calcular las pérdidas de carga del escenario 2, se utilizaron los datos de la siguiente tabla.

Tabla 6.3c. Datos del Escenario 2 en represas - con compuerta agregada.

DATOS GENERALES														
Ubicación de represa	Elevación canal de entrada (1), Z1	Elevación final de transición de entrada (2), Z2	Elevación inicio de transición de salida (3), Z3	Elevación canla de salida (4), Z4	Longitud transición de entrada, L(1-2)	Longitud tramo de compuertas, L(2-3)	Longitud Transición de salida, L(3-4)	Número de represas (compuertas)	Ancho de cada represa (compuerta)	Altura del claro de la compuerta	Bordo libre recomendao en interior de represa	Gasto total	Velocidad recomendada	Coficiente n de Manning en estructura
KM CNA	msnm	msnm	msnm	msnm	m	m	m	adim	m	m	m	m ³ /s	m/s	adim
48+000	60.21	60.21	60.21	60.21	17.2	16	8.3	3	4.5	6.03	0.6	105	2 a 3	0.015

CANAL AGUAS ARRIBA (FLUJO NORMALIZADO) -SECCIÓN 1-				
Pendiente longitudinal So	Ancho de plantilla	Talud	Coef. Manning	Bordo libre
Adim	m	Adim		m
0.0002	4.5	1.25	0.015	0.9

CANAL AGUAS ABAJO (FLUJO REMANSADO) -SECCIÓN 4-					
Pendiente longitudinal So	Ancho de plantilla	Talud	Coef. Manning	Bordo libre	Tirante SIC (4)
Adim	m	Adim		m	m
0.0002	4.5	1.25	0.015	0.9	5.207249641

Tabla 6.4c. Resultados del Escenario 2 en represas - con compuerta agregada.

RESULTADOS GENERALES					
Ubicación de represa	Área total disponible por represa (sin compuerta)	Gasto por conducto	Velocidad calculada (conducto a máximo tirante)	Carga de velocidad	Pérdida por fricción tramo de compuertas
KM CNA	m ²	m ³ /s	m/s	m	m
48+000	24.435	35	1.432371598	0.104571274	0.003977276

CANAL AGUAS ARRIBA (FLUJO NORMALIZADO) -SECCIÓN 1-			
Tirante normal	Área hidráulica	Velocidad normal	Carga de velocidad
m	m ²	m/s	m
5.207249641	57.32693481	1.831599712	0.170986621

CANAL AGUAS ABAJO (FLUJO REMANSADO) -SECCIÓN 4-				
Tirante normal	Área hidráulica	Velocidad normal	Carga de velocidad	Elevación corona
m	m ²	m/s	m	msnm
5.207249641	57.32693481	1.831599712	0.170986621	66.31724964

Posteriormente se calculó los tirantes y elevaciones del nivel del agua, de los diversos puntos que conforman la represa.

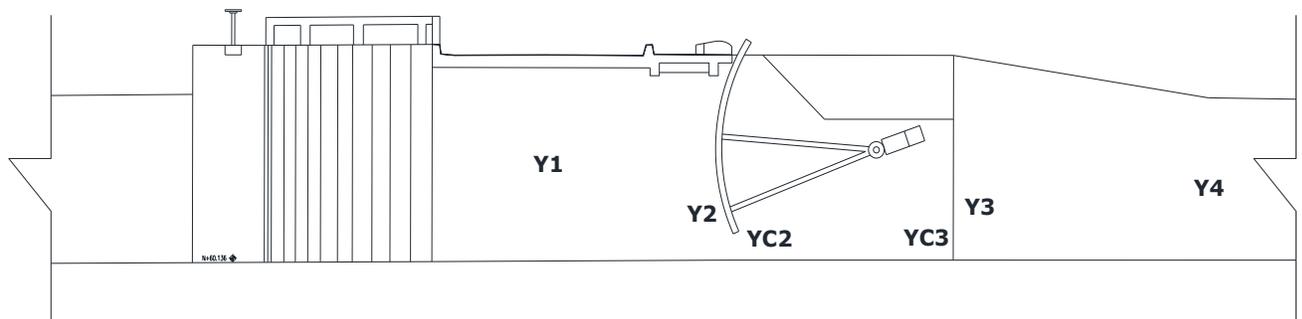


Imagen 6.3c. Representación de los tirantes presentados en la represa (Escenario 2 en represas).

TIRANTES						
REPRESA	Y1	Y2	YC2	YC3	Y3	Y4
	m	m	m	m	m	m
48+000	5.31787533	5.2419566	5.34691956	5.34260881	5.15459858	5.20724964

ELEVACIONES DEL NIVEL DEL AGUA					
H1	H2	HC2	HC3	H3	H4
msnm	msnm	msnm	msnm	msnm	msnm
65.5278753	65.4519566	65.5569196	65.5526088	65.3645986	65.4172496

Por consiguiente la sumatoria de pérdidas de energía es:

Pérdida total
m
0.09954349

Por lo tanto resulta:

Pérdidas de carga		Diferencia entre pérdidas
Sin compuerta agregada	Con compuerta agregada	
m	m	m
0.127807337	0.099543488	0.02826385