



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR

TESIS DE MAGISTER EN INGENIERÍA

UN MODELO MATEMÁTICO PARA LA
OPTIMIZACIÓN DEL MANEJO DE COMPUERTAS
EN CANALES DE RIEGO

JULIA V. MARTORANA

BAHÍA BLANCA

ARGENTINA

2014

Prefacio

Esta Tesis se presenta como parte de los requisitos para optar al grado Académico de Magister en Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur y no ha sido presentada previamente para la obtención de otro título en esta Universidad u otra. La misma contiene los resultados obtenidos en investigaciones llevadas a cabo en el ámbito del Departamento de Ingeniería durante el período comprendido entre el 8 de Diciembre de 2009 y el 14 de Marzo de 2014, bajo la dirección del Dr. Víctor Hugo Cortínez, Profesor Titular de la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Bahía Blanca; Profesor Asociado del Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional de Sur e Investigador Independiente del Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Tecnológicas (CONICET).

Julia V. Martorana



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR
Secretaría General de Posgrado y Educación Continua

La presente tesis ha sido aprobada el / / , mereciendo
la calificación de ()

Agradecimientos

Me gustaría reconocer en primer lugar y principalmente a mi director, Víctor Cortínez. No me alcanzan las palabras para expresar mi gratitud por su dedicación y paciencia, por tenerme en cuenta para llevar a cabo esta tarea, por permitirme trabajar con él y transmitirme su sabiduría y por todas las charlas y momentos compartidos.

Al Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur, por permitirme la posibilidad de llevar a cabo esta carrera.

A la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Bahía Blanca, por haberme prestado el lugar y los recursos para desarrollar mis tareas de investigación.

A Marcos Aragón y a los responsables de la intendencia de riego CORFO Río Colorado por compartir con nosotros sus experiencias y conocimientos.

A mis compañeros del Grupo de Sistemas de Análisis Mecánicos de la Universidad Tecnológica Nacional, por las vivencias compartidas y la ayuda y contención brindada. A Patricia Domínguez, por el cariño y el apoyo que me ofreció.

A mis amigos, a todos (y son muchos) los que me alentaron incondicionalmente, que preguntaron por mi trabajo y mis sueños. Son muchos los que me apoyaron durante todo este tiempo.

A mi novio, que ha estado incondicionalmente a mi lado, apoyándome en lo que más me gusta hacer.

A mi hermano, que me enseñó que la felicidad de la vida consiste en compartir.

Y a mis padres, por la excelente educación y al amor incondicional que me brindan día a día.

Gracias a todos.

Resumen

A raíz del fuerte crecimiento poblacional, el consecuente aumento de la demanda del sector agrícola, el incremento del desarrollo industrial y la intensificación de la contaminación ambiental, el agua se ha convertido en un recurso escaso en varios sectores del mundo. Por este motivo, resulta esencial llevar a cabo estudios de técnicas que conduzcan a una utilización más racional del agua, que aumenten la eficiencia de su gestión y almacenamiento, que posibiliten la construcción de infraestructura adecuada y que fomenten la investigación de nuevas fuentes.

Dentro del sector agrícola, un porcentaje elevado del agua demandada, se pierde en los sistemas de irrigación. Estas pérdidas son producto, por un lado, de la infiltración y evaporación que se produce en los canales, y por otro, de la realización de operaciones de control ineficientes. En la mayoría de los sistemas de irrigación la entrega de caudales hacia los cultivos se lleva a cabo mediante gravedad. El caudal derivado por las salidas laterales depende de los niveles de flujo en el canal principal. A su vez, estos niveles son modificados a través de las variaciones de las estructuras de control transversales. En consecuencia, los movimientos de compuertas o vertederos provocan nuevos regímenes hidráulicos que generalmente son desconocidos. Sin embargo, si se desea establecer una entrega precisa de agua, resulta necesario conocer el comportamiento de estos estados transitorios del canal.

La comprensión del comportamiento hidráulico facilita el diseño de protocolos para la operación de canales de irrigación. Mediante estos protocolos, se pretende establecer estrategias óptimas de operaciones de compuertas con el objetivo de cumplir con determinadas demandas de caudal en las salidas laterales.

Para esto, en esta tesis, se propusieron tres niveles de protocolos de operación de compuertas en canales. Cada uno de éstos puede ser aplicado en forma separada o en combinación con uno o ambos protocolos restantes. La primer estrategia consiste en la determinación de las posiciones de las compuertas que provocan la derivación de determinados caudales laterales deseados. El segundo procedimiento tiene como objetivo establecer las sucesiones temporales de movimientos que deben llevarse a cabo para conducir el canal de un estado estacionario inicial a un estado estacionario final tratando de minimizar las fluctuaciones producidas durante los estados transitorios surgidos de las maniobras en las estructuras.

Por último, se propone un procedimiento para llevar a cabo el control de las profundidades de agua en determinados puntos del canal. En la actualidad, para mantener los niveles constantes ante variaciones no previstas del flujo, se utilizan controladores automáticos. El trabajo de estos dispositivos consiste en la evaluación de la desviación de cierta variable de un valor de referencia y en la determinación de la acción correctiva a llevar a cabo con el objetivo de minimizar esta diferencia. En este trabajo se propone la implementación de un controlador tipo 'Proporcional-Integrador' (PI) cuyo desempeño depende de su adecuada calibración.

Mediante la simulación computacional de un modelo matemático que describe la dinámica de flujo no permanente en canales abiertos, es posible llevar a cabo el análisis de los regímenes transitorios que se producen debido a las distintas variaciones de las aperturas de compuertas. Sin embargo, cuando los canales poseen varios tramos y numerosas salidas laterales, la determinación de las aperturas de compuertas que provocan las erogaciones deseadas y de los movimientos necesarios para minimizar las fluctuaciones, resulta una tarea muy compleja. Por este motivo, se propone una metodología de diseño óptimo de estrategias de operaciones de compuertas, con el objetivo de evitar las pérdidas de agua y minimizar los excesos y/o déficits por fluctuaciones del flujo. A través de la técnica de optimización es posible obtener entonces, el mejor protocolo de maniobras para el cumplimiento de ciertos objetivos preestablecidos. Estos objetivos dependen de las necesidades de los usuarios y de la forma en que se opere el canal. Las variables a determinar en este caso, son las aperturas de las compuertas y los parámetros de los controladores automáticos implementados.

Por otra parte, el éxito de las simulaciones computacionales depende de cuán bien esté representada la dinámica real del flujo a través del modelo matemático. Esto está directamente relacionado con los valores que adopten ciertos parámetros del modelo que no son siempre conocidos de antemano y que no pueden medirse de forma directa. Entre algunos de estos parámetros se pueden nombrar los coeficientes de rugosidad del lecho del canal (o coeficientes de Manning) y los coeficientes de infiltración. En consecuencia, para poder utilizar el modelo computacional en el análisis de operaciones en compuertas, es necesario obtener los parámetros desconocidos involucrados. Para esto, es posible aplicar una metodología denominada *calibración* que consiste en determinar los valores desconocidos mediante la medición de algunas variables del sistema.

En este trabajo se plantea un procedimiento de cálculo que combina la simulación hidrodinámica del flujo no permanente con una técnica de optimización matemática. La simulación se lleva a cabo a través de la resolución de las ecuaciones gobernantes de flujo en canales mediante el método numérico de diferencias finitas. Los problemas de optimización se resuelven mediante una técnica heurística de optimización combinatoria denominada *Método de recocido simulado*. Este método se basa en la generación aleatoria de soluciones factibles y su principal característica es evitar la convergencia local en problemas de gran escala. Ambas rutinas de cálculo se programaron en ambiente *MATLAB*.

Abstract

As a result of the intense demographic growth, the resulting increase of the agricultural sector demand, the intensification of the industrial development and the enhancement of the environment's contamination, water has become a scarce resource in several regions of the world. For this reason, the development of technical research which leads to a rational use of water, to an increase of management and storage efficiencies, to the building of suitable infrastructure and to encourage the research of further sources, is crucial.

Within the agricultural sector, a high percent of the demanded water, is lost in irrigation systems. These losses are caused, on one hand, by infiltration and evaporation which occur in the channels and, on the other hand, by the performance of inefficient control operations. In most irrigation systems, discharge deliveries towards the crops is carried out by gravity. Discharges through lateral outputs depend on the flow depth in the main channel. At the same time, these depths change because of the variations in the lateral control structures. Therefore, the adjustment of gates or spillways originates different hydraulic conditions, which are usually unknown. However, if an accurate distribution of water is desired to be achieved, it is necessary to know the behaviour of these transient flow states.

The comprehension of the hydraulic behaviour helps design operation rules of irrigation channels. These procedures are intended to identify optimal operation strategies whose objective is to meet specific discharge requests in lateral outputs.

Because of this, three levels of operation protocols for channel gates are proposed. Each of these, can be applied independently or in combination with one or two of the remaining protocols. The first strategy lies on determining the gates positions which drive the bypass of certain desired lateral discharges. The second one has the intention to set the temporal movements sequences which have to be carried out to lead the channel from a initial stationary state to a final stationary state. In turn, trying thus minimizing the fluctuations caused during the transient states made by the hydraulic structures handling.

Lastly, a procedure to carry out flow depth control in certain points of the channel, is proposed. Nowadays, to keep uniform water levels in presence of unpredicted changes of flow conditions automatic controllers are used. The aim of these devices is to evaluate the deviation of

some parameters from a target value and to determine the action required to be applied in the channel with the purpose of minimizing these differences. In this paper, the implementation of a 'Proportional-Integral' controller (PI controller) whose performance depends on an suitable calibration, is presented.

Through the computational simulation of a mathematic model which describes the nonpermanent flow dynamic in open channels, it is possible to perform analysis of transient conditions induced by different variations of the gates openings. However, when the channels are composed by several sections and a large number of lateral outputs, the definition of the gate openings which drive the required discharges and of the needed movements to minimize the fluctuations, becomes a complicated task. Because of this, a methodology of optimal design of gates operations strategies is proposed. These schemes have the intention of avoiding water losses and reducing overflow and shortage caused by flow perturbations. Then, by means of an optimization technique, it is possible to get the best movements protocol to achieve pre existing aims. These goals depend on the user's needs and on the way the canal is operated. The values to be found out in this case, are the gate openings and the parameters of the implemented automatic controllers.

On the other hand, the success of computational simulations relies upon how well the real flow dynamics is represented by the mathematical model. This is straight related by the values which take several model parameters that normally are not known beforehand and which cannot be measured directly. Among some of these values the channel bed roughness coefficients (or Manning's coefficients) and the infiltration coefficients can be mentioned. Consequently, to be able to use the computational model to study gates operations, it is necessary to set the unknown involved parameters. To this end, it's possible to apply a methodology called *calibration* which consists in identifying the unknown values by means of the measurement of some system variables.

In this work, a calculation procedure which combines a non permanent flow hydrodynamic simulation with a mathematic optimization technic, is presented. The simulation is carried out by using the difference finite numeric method. The optimization problems are solved by means of an heuristic combinatory optimization technique named *Simulated Annealing Method*. This approach relies on the random generation of feasible solutions and its main feature is to avoid local convergence in large-scale problems. Both calculation routines are programmed in MATLAB software.

Indice de contenidos

1	Introducción	1
1.1	Descripción general del problema	1
1.2	Generalidades de la operación de canales	4
1.3	Problemas de control en canales de riego	5
1.4	Análisis de control de compuertas a través de un modelo computacional: problema de calibración	7
1.5	Objetivos	7
1.5.1	Objetivos Generales	7
1.5.2	Objetivos Particulares	8
1.6	Metodología	8
1.7	Aspectos originales	11
1.8	Contenidos	11
2	Estado del arte	13
2.1	Hidrodinámica de canales: simulación computacional	13
2.2	Problema de calibración	14
2.3	Problema de control	16
2.4	Principales referencias del trabajo	18
3	Hidrodinámica de canales abiertos	21
3.1	Definiciones básicas	21
3.2	Rugosidad en canales abiertos	23
3.2.1	Resistencia al flujo	23
3.2.2	Determinación de la resistencia al flujo en canales abiertos	24
3.2.3	Ecuación de Manning	25
3.3	Ecuaciones fundamentales de flujo no permanente en canales abiertos	26
3.3.1	Conservación de la masa	27
3.3.2	Conservación del momentum	28
3.3.3	Ecuaciones gobernantes	29
3.4	Condiciones iniciales	30
3.5	Condiciones de borde	30
3.5.1	Ecuaciones de compuertas deslizantes	31
3.5.2	Ecuación de vertedero de pared delgada	32

3.6	Resumen de ecuaciones utilizadas	33
4	Calibración del modelo hidrodinámico de un canal	35
4.1	Problemas inversos - Calibración	35
4.2	Identificación del coeficiente de rugosidad de Manning	37
4.3	Identificación del coeficiente de transporte en canales de sección compuesta . . .	39
4.4	Formulación de los problemas de identificación	40
5	Control de canales abiertos	43
5.1	Optimización de aperturas de compuertas en estado estacionario	43
5.2	Problemas de control dinámico	45
5.2.1	Control de canales en estado transitorio	45
5.2.2	Control de niveles de agua	47
6	Formulación general del problema: resolución computacional	51
6.1	Formulación general del problema	51
6.2	Método de simulación hidrodinámica (Proceso A)	54
6.2.1	Ecuaciones de Saint Venant en diferencias finitas	54
6.2.2	Condiciones iniciales y de borde en diferencias finitas	55
6.2.3	Procedimiento de solución numérica	56
6.2.4	Implementación del método de diferencias finitas	56
6.3	Método de optimización (Proceso B)	59
6.3.1	Búsquedas locales y globales	59
6.3.2	Método de Recocido Simulado	60
6.3.2.1	Algoritmo general del Método de Recocido Simulado	61
6.3.2.2	Elementos del algoritmo	61
6.3.3	Implementación del algoritmo de Recocido Simulado	63
6.4	Proceso computacional: orden de subrutinas	65
7	Resultados numéricos	67
7.1	Verificación del código de simulación hidrodinámica	67
7.1.1	Datos geométricos	68
7.1.2	Condiciones iniciales y de borde	68
7.1.3	Comparación de resultados	69
7.2	Problemas de calibración	72
7.2.1	Identificación de los coeficientes de rugosidad	72
7.2.1.1	Datos geométricos	73
7.2.1.2	Condiciones iniciales y de borde	73
7.2.1.3	Resultados numéricos	73
7.2.2	Identificación del coeficiente de capacidad de transporte	79
7.2.2.1	Datos geométricos	80

7.2.2.2	Condiciones iniciales y de borde	80
7.2.2.3	Resultados numéricos	81
7.3	Problemas de control	83
7.3.1	Datos geométricos	83
7.3.2	Condiciones iniciales y de borde	84
7.3.3	Problema de optimización para el flujo estacionario	84
7.3.4	Problemas de control en estado transitorio	85
7.3.4.1	Movimiento simultáneo de compuertas	85
7.3.4.2	Movimiento sucesivo de compuertas	89
7.3.5	Control de niveles de agua	92
8	Conclusiones	99
8.1	Sumario	99
8.2	Contribuciones más importantes	102
8.3	Publicaciones realizadas	103
8.4	Trabajos futuros	103
	Referencias	105
	Anexos	111
A	Método de de diferencias finitas	113
A.1	Aproximación por diferencias finitas	113
A.2	Términos de las ecuaciones Saint Venant en diferencias finitas	114
A.3	Procedimiento de solución numérica	115
A.3.1	Elementos de la matriz de coeficientes	115
A.3.2	Matriz de coeficientes	117
B	Ejemplo del método de optimización	119
B.1	Introducción	119
B.1.1	Variación del coeficiente de enfriamiento q	119
B.1.2	Variación del parámetro de probabilidad de aceptación $TolFun$	120
C	Descriptores de MATLAB	123
C.1	Introducción	123
C.2	Método de diferencias finitas	123
C.2.1	Código principal	123
C.2.2	Geometría	128
C.2.3	Condiciones de borde	129
C.2.4	Datos	131
C.3	Método de recocido simulado	134
C.3.1	Código principal	134
C.3.2	Parámetros de la optimización	134

C.3.3	Función objetivo (Coeficiente m , 4 mediciones)	134
C.3.4	Código <i>Simulated Annealing</i> (de Yang (2005))	134

Indice de figuras

Figura 1.1	Esquema de control lejano aguas abajo	7
Figura 3.1	Sección transversal compacta del canal	22
Figura 3.2	Parámetros del canal	22
Figura 3.3	Definiciones para la ecuación de resistencia	24
Figura 3.4	Definiciones para la conservación de la masa	27
Figura 3.5	Definiciones para la conservación del momentum	28
Figura 3.6	Esquema de compuerta de fondo y vertedero de pared delgada	32
Figura 4.1	Esquema del problema de optimización	37
Figura 4.2	Esquema de la división en tramos del canal	38
Figura 4.3	Sección transversal compuesta del canal.	39
Figura 5.1	Esquema de movimientos de compuerta simultáneos.	46
Figura 5.2	Esquema de movimientos de compuerta sucesivos.	47
Figura 6.1	Diagrama de flujo general de los procesos de optimización	53
Figura 6.2	Diagrama de flujo de solución del método de diferencias finitas	58
Figura 6.3	Diagrama de flujo del algoritmo del Método de Recocido Simulado utilizado	64
Figura 6.4	Diagrama de flujo general de las subrutinas de cálculo	66
Figura 7.1	Perfil del canal estudiado	68
Figura 7.2	Sección transversal de la segunda compuerta en el programa <i>HEC-RAS</i>	68
Figura 7.3	Comparación de niveles de agua en el tiempo $t = 12$ hs.	70
Figura 7.4	Comparación de caudales en el tiempo $t = 12$ hs.	70
Figura 7.5	Comparación de niveles de agua en la progresiva $x = 9$ km.	71
Figura 7.6	Comparación de caudales en la progresiva $x = 9$ km.	71
Figura 7.7	Distribución de parámetros de rugosidad reales del canal.	73
Figura 7.8	Comparación de niveles de agua reales y los resultantes de la identificación con la configuración de mediciones 4c.	75
Figura 7.9	Comparación de niveles de agua reales y los resultantes de la identificación con la configuración de mediciones 4c. Condición de borde N°2.	75
Figura 7.10	Comparación de niveles de agua reales y los resultantes de la identificación para la configuración de mediciones 4c con 10% de desviación.	78

Figura 7.11	Comparación de niveles de agua reales y los resultantes de la identificación para la configuración de mediciones 4c con 10% de desviación. Condición de borde N°2	79
Figura 7.12	Sección transversal compuesta del canal	80
Figura 7.13	Curva de capacidad de transporte real y curvas obtenidas	81
Figura 7.14	Niveles de agua reales y niveles obtenidos con K identificados a partir de un punto de medición.	82
Figura 7.15	Niveles de agua reales y niveles obtenidos con K identificados mediante tres estaciones de medición.	83
Figura 7.16	Perfil longitudinal del canal	84
Figura 7.17	Caudal lateral en la primera salida para dos modos de movimientos de compuertas.	86
Figura 7.18	Caudal lateral en la segunda salida para dos modos de movimientos de compuertas.	87
Figura 7.19	Aperturas de compuertas para dos modos de movimientos.	87
Figura 7.20	Indicadores de desempeño para los dos modos de movimientos.	89
Figura 7.21	Caudal lateral en la primera salida para dos modos de movimientos de compuertas.	91
Figura 7.22	Caudal lateral en la segunda salida para dos modos de movimientos de compuertas.	91
Figura 7.23	Aperturas de compuertas para dos modos de movimientos.	92
Figura 7.24	Indicadores de desempeño para los dos modos de movimientos.	92
Figura 7.25	Caudales laterales en salida 2 ante la perturbación 1.	94
Figura 7.26	Caudales laterales en salida 4 ante la perturbación 2.	96
Figura 7.27	Caudales laterales en salida 1 ante la perturbación 3.	97
Figura A.1	Puntos de la grilla para el esquema de Preissmann	113
Figura B.1	Valores de la optimización para $q = 0.25$ y $TolFun = 0.01$	120
Figura B.2	Valores de la optimización para $q = 0.50$ y $TolFun = 0.01$	121
Figura B.3	Valores de la optimización para $q = 0.75$ y $TolFun = 0.01$	121
Figura B.4	Valores de la optimización para $TolFun = 0.002$ y $q = 0.50$	122
Figura B.5	Valores de la optimización para $TolFun = 0.05$ y $q = 0.50$	122

Indice de tablas

Tabla 6.1	Variables y ecuaciones de los problemas resueltos	52
Tabla 7.1	Identificación de n a partir de datos de tirantes tomados cada dos horas. . .	74
Tabla 7.2	Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados cada media hora con 5% de desviación.	76
Tabla 7.3	Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados cada una hora con 5% de desviación.	76
Tabla 7.4	Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados cada dos horas con 5% de desviación.	76
Tabla 7.5	Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados cada media hora con 10% de desviación.	77
Tabla 7.6	Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados una hora con 10% de desviación.	77
Tabla 7.7	Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados cada dos horas con 10% de desviación.	77
Tabla 7.8	Identificación de n a partir de la medición de y y de y/Q	78
Tabla 7.9	Error e_K obtenido con mediciones sin error y con error.	81
Tabla 7.10	Caudales (m^3/seg) laterales en los estados estacionarios.	84
Tabla 7.11	Aperturas (m) de compuertas obtenidas mediante la optimización.	85
Tabla 7.12	Esquema de aperturas (m) de compuertas.	85
Tabla 7.13	Exceso y déficit en la entrega de caudal lateral para dos casos de movimientos.	89
Tabla 7.14	Sucesión de aperturas (m) de compuertas.	90
Tabla 7.15	Exceso y déficit en la entrega de caudal lateral para dos casos de movimientos.	91
Tabla 7.16	Ganacias obtenidas para el controlador PI.	93
Tabla 7.17	Indicadores de desempeño de los controladores PI. Perturbación 1	95
Tabla 7.18	Exceso y déficit en la entrega de caudal lateral durante la perturbación 1.	95
Tabla 7.19	Movimientos de compuerta C5 (Perturbación 2).	95
Tabla 7.20	Indicadores de desempeño de los controladores PI. Perturbación 2	96
Tabla 7.21	Exceso y déficit en la entrega de caudal lateral durante la perturbación 2.	96
Tabla 7.22	Movimientos de tirante Y_u (Perturbación 3).	96
Tabla 7.23	Indicadores de desempeño de los controladores PI. Perturbación 3	97
Tabla 7.24	Exceso y déficit en la entrega de caudal lateral durante la perturbación 3.	97
Tabla B.1	Función objetivo para cada valor de q	120

Tabla B.2 Función objetivo para cada valor de $TolFun$ 122

Capítulo 1

Introducción

1.1. Descripción general del problema

Actualmente, el agua constituye un recurso escaso en varias partes del mundo. Aunque se trata de un recurso renovable, existe en cantidades limitadas y con variaciones pronunciadas tanto en el espacio como en el tiempo. El fuerte crecimiento de la población en los últimos 50 años (se ha triplicado y el consumo de agua se ha sextuplicado (*La cuestión del agua*, 2010)), el consecuente aumento de la demanda del sector agrícola (la superficie regada a nivel mundial se duplicó y las extracciones de agua se triplicaron), el crecimiento del desarrollo industrial y la contaminación ambiental, han aumentado enormemente la escasez del agua (*Water for Food, Water for Life*, 2007).

Por otra parte, la existencia de un proceso de cambio climático ha venido generando un aumento paulatino de la temperatura, así como también cambios en los patrones de las precipitaciones y otros fenómenos naturales más extremos. De acuerdo con el Panel Intergubernamental para el Cambio Climático (IPCC), la precipitación aumentará probablemente más allá de las altas latitudes 30°N y 30°S, pero muchas regiones tropicales y subtropicales recibirán posiblemente una cantidad de lluvia inferior y más irregular (*La cuestión del agua*, 2010). Las variaciones climáticas complican el desarrollo sostenible de los recursos hídricos y, por este motivo, sus efectos deben ser tenidos en cuenta a la hora de establecer pautas para la planificación de proyectos relacionados con la gestión y el almacenamiento del recurso.

Por estos motivos, es de suma importancia el estudio de técnicas relacionadas con el uso racional del agua, la eficiencia en la gestión y el almacenamiento, la construcción de infraestructura adecuada y la investigación de nuevas fuentes de agua potable. En Argentina, por ejemplo, el 76 % del territorio se encuentra bajo condiciones de semiaridez y aridez lo que enfatiza la importancia de la gestión integrada y sostenible de los recursos hídricos (*La cuestión del agua*, 2010).

El sector agrícola es en general, el mayor consumidor de agua. A nivel mundial, más del 65 % de las extracciones de agua se destinan al riego. En nuestro país, los sectores de agua potable y saneamiento y de riego, sobresalen en relación con los usos consuntivos del agua. El riego demanda un 70,5 % del total del agua, seguido por el abastecimiento de agua potable (13 %), el abrevado de ganado (9 %) y el uso industrial (7,5 %) (Calcagno et al., 2000).

En estos casos, con el objetivo de incrementar el rendimiento en la producción de los cultivos, suele optarse por la construcción de infraestructura hidráulica adicional como diques y canales, o buscarse nuevas fuentes de agua, como reservas subterráneas. Esto resulta incongruente desde el punto de vista ecológico y económico ya que se llevan a cabo estas alternativas en detrimento de las fuentes del recurso en lugar de sustituir los sistemas de riego obsoletos y aplicar métodos modernos en la administración y gestión de los sistemas de transporte, reparto, riego y drenaje.

De hecho, en el caso de los sistemas de irrigación se estima que el agua efectivamente consumida por las plantas alcanza tan solo el 30 %. Un porcentaje similar se pierde en el transporte y distribución y el resto en las parcelas.

Las pérdidas por distribución y transporte se producen en parte por infiltración y evaporación, y también por operaciones de control ineficientes. En este sentido, se puede llegar a ahorrar un 10 % del agua gestionada mejorando las operaciones de control y regulación hechas durante el transporte y la distribución de agua a través de las redes de canales (Soler Guitart et al., 2004). Por otra parte, una mejora en tal sentido tiene relación directa con la disminución de pérdidas en las parcelas de cultivo, en consecuencia, el ahorro puede ser mucho mayor.

En particular, el sector de riego argentino está experimentando una profunda crisis estructural, afectado por: 1) la salinidad y mal drenaje (el 30 % de las hectáreas bajo riego están afectadas, en distintos grados de intensidad, por problemas de drenajes inadecuados y/o excesiva salinidad del agua); 2) la obsolescencia tecnológica del sistema productivo; 3) la baja eficiencia de uso, inferior a 40 % (*La cuestión del agua*, 2010).

En la práctica, un sistema de irrigación (tales como canales de riego) rara vez consigue asegurar la entrega de agua a los usuarios tanto desde el punto de vista de la puntualidad y como de la cantidad. Esto se debe a varios motivos. Por un lado, los agricultores estiman sus requerimientos de agua en exceso para que no les falte el recurso y por el otro, los administradores de riego, es decir, los responsables de las decisiones sobre las operaciones de las compuertas, tienden a aumentar la dotación más de lo necesario para evitar el déficit en las entregas. Esta agua que es entregada en exceso se pierde en el extremo aguas abajo del canal si no es derivada o por los campos si fue aceptada por el usuario, provocando además efectos colaterales como salinización del suelo.

Es evidente que la imprecisión en las entregas de agua se debe a la dificultad que existe para entregar cantidades precisas de flujo en el tiempo adecuado. El problema de ajustar el transporte y el envío a la demanda es especialmente complejo en redes de canales donde el flujo

raramente es estacionario y donde las distancias de transporte y los tiempos de envío son muy grandes (Soler Guitart et al., 2004). Ello resulta así por una inadecuada comprensión de los complejos regímenes hidráulicos transitorios que se suscitan por los movimientos de las compuertas de los canales.

En la mayoría de canales de riego, las derivaciones de flujo se realizan mediante gravedad. En este sentido, el caudal erogado en las salidas laterales depende de los niveles de agua en el canal principal en la posición de estas salidas. Por lo tanto, se debe procurar determinada profundidad de agua para establecer la derivación de cierta tasa de flujo y en consecuencia, si se desea modificar este caudal se deberá variar el tirante de flujo por medio de la configuración de las compuertas transversales. Estos movimientos en las estructuras hidráulicas ocasionan un nuevo estado transitorio en el canal, que perturbará los niveles y en consecuencia, los caudales laterales. Debido a esta complejidad, para establecer una entrega precisa de agua, resulta necesario conocer el comportamiento de los estados transitorios del canal.

Entonces, la utilización de un modelo matemático del sistema es una forma conveniente de observar las propiedades del mismo sin tener que realizar experimentos en él. Tal modelo matemático es una descripción del sistema donde las relaciones entre las variables del modelo y las señales se expresan como relaciones matemáticas. El modelo que describe en forma precisa la dinámica de flujo en canales de riego se obtiene a partir de las leyes básicas de la física: la conservación de la masa y del momentum. Estas ecuaciones se utilizan para derivar el sistema de ecuaciones de Saint Venant que está formado por dos ecuaciones diferenciales parciales.

La resolución de tales ecuaciones mediante un método numérico en un ambiente computacional brinda la posibilidad de conocer, bajo diferentes condiciones iniciales, los cambios que ocurrirán luego de determinados movimientos de compuertas. De esta manera, es posible identificar las configuraciones óptimas de funcionamiento necesarias para satisfacer determinados objetivos.

Sin embargo, el éxito de las simulaciones computacionales depende de cuán bien sea representada la realidad por el modelo matemático. Esto está directamente relacionado con los valores que adopten ciertos parámetros del modelo que no son siempre conocidos de antemano y que no pueden medirse de forma directa. Entre algunos de estos parámetros se pueden nombrar los coeficientes de rugosidad del lecho del canal (o coeficientes de Manning) y los coeficientes de infiltración. En consecuencia, para poder utilizar el modelo computacional en el análisis de operaciones en compuertas, es necesario obtener los parámetros desconocidos involucrados. Para esto, es posible aplicar una metodología denominada *calibración-verificación*. Mientras que la calibración consiste en determinar los valores desconocidos mediante la medición de algunas variables del sistema, el proceso de verificación se basa en la evaluación del modelo calibrado con respecto a otro conjunto de datos.

El proceso de determinación de los parámetros del modelo, puede ser llevado a cabo median-

te técnicas de prueba y error. Sin embargo, debido a la complejidad de la dinámica de canales y a la cantidad de variables involucradas, resulta conveniente la aplicación de técnicas de optimización. Este enfoque se conoce también como asimilación de datos o problema inverso.

Los modelos computacionales se utilizan entonces, para simular maniobras de compuertas y evaluar la respuesta hidráulica del canal de manera *off-line*. De esta manera, de acuerdo a las respuestas de las simulaciones obtenidas es posible aumentar la experiencia sobre el comportamiento del flujo del canal así como también se tiene la oportunidad de desarrollar protocolos de operaciones. Estas reglas de maniobras se pueden estudiar para satisfacer esquemas de entregas de caudales en los canales secundarios.

Como se comentó anteriormente, los caudales erogados en las derivaciones dependen de las profundidades de agua en las posiciones de las salidas laterales. Como a su vez, estos niveles están condicionados por la configuración de las estructuras hidráulicas transversales, es necesario analizar las disposiciones de las compuertas que satisfacen las demandas de flujo lateral. Cuando los canales poseen varios tramos y numerosas salidas laterales la determinación de las aperturas de compuertas y de los movimientos necesarios resulta una tarea muy compleja.

Para esto, se propone combinar el modelo matemático que describe el comportamiento hidráulico del canal con una técnica de optimización matemática, a efectos de obtener en forma computacional, el mejor protocolo de maniobras para el cumplimiento de ciertos objetivos preestablecidos. Estos objetivos dependerán de las necesidades de los usuarios así como también de la forma en que se opere el canal, ya sea por entregas programadas o *turnado*, o entregas a demanda.

Asimismo, la utilización de técnicas de optimización con un modelo matemático de la hidrodinámica de un canal, hace posible el control *on-line* de las estructuras del mismo si es que se dispone de medios para la adquisición de datos de las variables del flujo.

1.2. Generalidades de la operación de canales

Los canales abiertos son utilizados principalmente para entregar y drenar agua pero también pueden ser utilizados otros fines como navegación o recreación. Para poder llevar a cabo los distintos usos, los canales deben ser operados adecuadamente mediante la manipulación de estructuras o dispositivos tales como compuertas o bombas ubicadas en determinados puntos del canal.

En particular, los sistemas de irrigación están compuestos por un canal principal y varios canales secundarios. A su vez, estos canales derivadores pueden dividirse en canales terciarios dependiendo de la red de riego de los campos. El canal principal es el encargado de realizar el abastecimiento desde la fuente del recurso a través de una estructura hidráulica denominada

toma.

Cuando los canales son administrados mediante gravedad, la cantidad de flujo que es derivado por las salidas laterales depende de la profundidad de agua establecida en las posiciones de las derivaciones. A su vez, estos niveles de flujo quedan determinados por la configuración de las estructuras transversales ubicadas en el canal principal. Por lo tanto, los niveles de agua en el canal y en consecuencia, las descargas laterales, pueden ser modificados mediante la operación de las estructuras instaladas en el canal y la variación de la entrada de flujo en la toma.

Entonces, debido a que la modificación de las posiciones de las compuertas y/o de la altura de los vertederos produce variaciones en los niveles de flujo del canal, es posible llevar a cabo aumentos o disminuciones de entregas de caudal en las derivaciones laterales de acuerdo a las necesidades de riego de los cultivos.

La información necesaria para la determinación de las operaciones a llevar a cabo, puede ser reunida en forma manual o mediante dispositivos que graban y/o envían los datos a la administración central. Una vez obtenida la información, el administrador evalúa las modificaciones a implementar y éstas pueden ser ejecutadas a distancia en las estructuras o comunicadas a el o los operarios (denominados *canaleros*) para ser ejecutadas en forma manual. En el último caso, uno o varios canaleros recorren el canal modificando las condiciones de las estructuras. Por otro lado, las variaciones pueden ser implementadas en forma automática mediante dispositivos electrónicos que llevan a cabo la medición de variables, la determinación de la modificación necesaria y la ejecución de la acción en la estructura.

1.3. Problemas de control en canales de riego

El control de canales consiste entonces, en la operación de control o de regulación de los niveles de agua y caudales de un canal utilizando las estructuras hidráulicas disponibles con el objetivo de satisfacer requerimientos reales en tiempo real, que varían de acuerdo al sistema considerado (Litrico y Fromion, 2009). Dentro de las operaciones de control que pueden llevarse a cabo en un canal se pueden mencionar aquellas destinadas a modificar los caudales en una o varias derivaciones laterales y aquellas que tienen como objetivo mantener constante determinados estados estacionarios.

La operación de compuertas en estado estacionario se ejecuta con el fin de conducir al canal de un estado inicial determinado a un estado estacionario final deseado. Para esto, es necesario conocer para cada patrón de demanda, la configuración de aperturas de las compuertas transversales del canal que permiten cumplir con ciertas necesidades una vez que se establecen las condiciones estacionarias en el flujo.

Los ajustes en las estructuras pueden ser llevados a cabo mediante uno o varios operadores o

ejecutadas a través de dispositivos a distancia. En ambos casos, las variaciones en las posiciones de las estructuras hidráulicas producen modificaciones en el estado de flujo del canal, es decir, generan estados transitorios. Dependiendo del régimen propio de cada canal, una vez ejecutadas todas las acciones en las estructuras, el flujo del canal demorará determinada cantidad de tiempo en alcanzar el estado estacionario deseado. Asimismo, los estados transitorios que surgen de la modificación de las condiciones de flujo pueden provocar pérdidas de agua en el canal y generar excesos o déficits en las entregas laterales de flujo.

Para controlar estas fluctuaciones es necesario realizar un análisis más exhaustivo de los movimientos realizados en las compuertas. Por este motivo, se propone llevar a cabo la determinación de las historias temporales de las posiciones de compuertas necesarias para evitar las pérdidas, minimizar las oscilaciones y prevenir excesos y/o déficits en las entregas durante los estados transitorios.

Estos esquemas de control, se formulan como problemas de control óptimo a *lazo abierto* donde las variables a determinar son las posiciones de las compuertas. Mediante el control a lazo abierto, la variable controlada es ajustada sin compararla con la respuesta real o las condiciones deseadas.

Por otra parte, se pretende que una vez establecidas las condiciones de flujo deseadas en el canal, éstas se mantengan constantes ante perturbaciones no previstas. Estas variaciones en el flujo pueden ser provocadas por cambios en las condiciones externas aguas arriba y aguas abajo del canal, por modificaciones en las posiciones de las compuertas laterales y transversales, o por extracciones adicionales de flujo, entre otras razones.

Para controlar este tipo de circunstancias, se propone un esquema de control a *lazo cerrado*. En este tipo de control, las variables controladas son medidas con el fin de obtener su desviación del valor de referencia. Esta diferencia es realimentada al algoritmo de control con el objetivo de producir una acción correctiva que conduce la variable controlada hacia la variable de referencia (Malaterre et al., 1998).

En este sentido, se analiza la implementación de un controlador automático tipo 'Proporcional-Integral' (PI) cuya función consiste en supervisar la desviación de los niveles de agua en distintos puntos del canal de ciertos valores de referencia. Para esto, primero evalúa la variable controlada, luego determina la acción correctiva y por último la ejecuta mediante la modificación de la condición de la estructura en el canal. La acción de control resultante es proporcional a la desviación de la variable y a la desviación acumulada. La eficiencia de este tipo de controlador depende de la adecuada obtención de los parámetros denominados *ganancias*.

La lógica de control aplicada en este caso, se basa en la medición de variables ubicadas aguas abajo de la estructura en la cual se ejecuta la acción de control. Esta lógica se denomina *control lejano aguas abajo* (Figura 1.1) y permite satisfacer las demandas ubicadas aguas abajo del canal a partir del agua suministrada en el extremo aguas arriba. Esto se consigue debido

a que la operación de una estructura de control influencia la operación de la próxima ubicada aguas arriba y eventualmente a la fuente de abastecimiento de flujo.

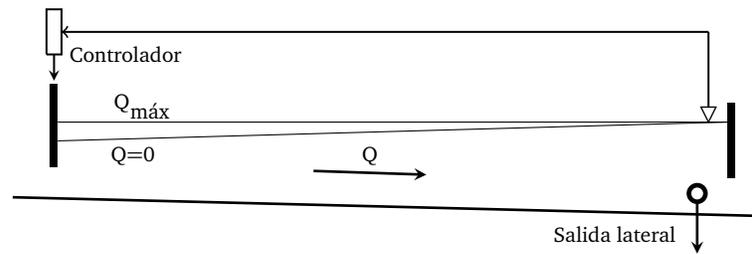


Figura 1.1: Esquema de control lejano aguas abajo

1.4. Análisis de control de compuertas a través de un modelo computacional: problema de calibración

Como se mencionó en la Sección 1.1, el desempeño de las simulaciones computacionales se encuentra supeditado a los valores de algunos parámetros del sistema que no se conocen y que no pueden ser medidos. Como ejemplos de estos factores se pueden nombrar los coeficientes de compuertas, los coeficientes de infiltración y de rugosidad del lecho y los coeficientes de transporte de la sección transversal.

Debido a que las variables del sistema (tirantes de flujo, caudales, posiciones de compuertas, hidrogramas de entrada, etc) dependen del conocimiento de estos parámetros desconocidos, es posible llevar a cabo la determinación de estos últimos por medio de las historias temporales de aquellas variables obtenidas mediante medición directa en diversos puntos del canal.

Los parámetros adecuados del modelo son aquellos que permiten que el modelo computacional sea capaz de reproducir los datos medidos.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivos Generales

En el presente trabajo se pretende desarrollar un modelo computacional para el establecimiento de estrategias adecuadas de control (manual o automático) de canales de riego.

Para la elaboración de tal modelo se propenderá al desarrollo de un método de simulación hidrodinámica adecuado (desde el punto de vista del tiempo de cómputo y de su precisión) conjuntamente con técnicas de optimización de carácter global y esquemas adecuados de parametrización de las leyes de control.

1.5.2. Objetivos Particulares

1. Desarrollo de un programa en ambiente *MATLAB* para la obtención de la solución de las Ecuaciones Hidrodinámicas basado en el Método de Diferencias Finitas, esquema implícito
2. Formulación del problema de calibración del modelo hidrodinámico como uno de optimización matemática (determinación del coeficiente de rugosidad de Manning)
3. Formulación del problema del control de canales como un problema de optimización matemática con el fin de obtener estrategias adecuadas para mejorar la gestión del flujo en canales. En particular, las estrategias apuntan a los siguientes subproblemas:
 - a. Determinar las posiciones de las compuertas del canal que producen derivaciones deseadas de caudal lateral en estado estacionario de flujo.
 - b. Establecer la secuencia temporal de maniobras que conduzcan al canal de un estado estacionario inicial a un estado estacionario final minimizando las pérdidas y evitando excesos y/o déficits en las salidas laterales.
 - c. Adecuar el funcionamiento de un controlador automático para mantener constantes los niveles de flujo ante perturbaciones del flujo no previstas.
4. Desarrollo de un método computacional para la resolución unificada de los problemas de calibración (Objetivo 2) y de control de canales (Objetivo 3) programado en ambiente *MATLAB*. Este método se basa en la combinación de la solución de las Ecuaciones Hidrodinámicas (Objetivo 1) con un método de optimización basado en algoritmos estocásticos de búsqueda global denominado Método de Recocido Simulado.
5. Discusión sobre las ventajas e inconvenientes de la aplicación, de la metodología desarrollada, a casos reales.

1.6. Metodología

La dinámica de un canal de riego puede ser descrita matemáticamente mediante el sistema de ecuaciones de Saint-Venant. Este sistema está formado por dos ecuaciones diferenciales parciales del tipo hiperbólico que se derivan a partir de las leyes físicas de conservación de la masa y conservación del momentum. Para estas expresiones, debido su complejidad matemática, las soluciones analíticas pueden obtenerse solo de forma aproximada.

En este trabajo, la solución aproximada de las ecuaciones de flujo no permanente se obtuvo mediante el método numérico de diferencias finitas, en particular bajo el esquema de cuatro puntos o esquema de Preissmann (1960) (Chanson, 2004). Este enfoque utiliza las ecuaciones en sus versiones originales, por lo que para su resolución se incluye la física completa del problema.

El método de diferencias finitas se programa en ambiente *MATLAB*. Este programa de computación es un lenguaje de alto rendimiento que posibilita la realización de cálculos técnicos y brinda un entorno adecuado para la creación de nuevas herramientas. El modelo hidrodinámico programado para la resolución de las ecuaciones de Saint-Venant, representa la dinámica de flujo en canales. Su verificación se lleva a cabo mediante comparaciones de los resultados obtenidos con resultados brindados por el programa computacional denominado *HEC-RAS* desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC) de la división del Instituto de Recursos Hídricos (IWR) del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. El mismo fue diseñado con el objetivo de llevar a cabo cálculos hidráulicos unidimensionales en redes de canales artificiales o naturales.

Para la utilización del modelo numérico en una situación específica, es necesario llevar a cabo la calibración del mismo. En particular, en este trabajo se aplica este procedimiento para poder obtener, por un lado, los coeficientes de rugosidad de Manning del lecho de un canal y por otro, el coeficiente de capacidad de transporte de la sección transversal de un cauce natural. El proceso de calibración se lleva a cabo a través de la minimización de una función objetivo. Esta función evalúa en sentido de mínimos cuadrados, la diferencia entre los valores de tirantes o caudales medidos en el canal y los tirantes o caudales obtenidos mediante la simulación computacional a partir de distintos valores de coeficientes propuestos.

Por otra parte, el enfoque de control de canales que se propone en este trabajo permite obtener tres tipos de estrategias para llevar a cabo operaciones en canales de riego. Estos protocolos de manejo pueden ser aplicados en forma separada, en combinación con uno o ambos esquemas restantes. La primer estrategia de control tiene como objetivo la determinación de las posiciones de las compuertas transversales que producen la erogación de ciertos caudales laterales demandados en estado estacionario. Para la identificación de estas configuraciones de aperturas se realiza la minimización de una función objetivo que calcula la diferencia entre los valores constantes de caudales laterales deseados y los valores resultantes de la simulación computacional a partir de distintas configuraciones de posiciones de compuertas en el canal.

Asimismo, se propone un procedimiento para obtención de las historias temporales de movimientos de compuertas que deben aplicarse en el canal con el objetivo de minimizar las fluctuaciones que se producen durante los estados transitorios y lograr que permanezcan el menor tiempo posible. Para esto se propone la aplicación de dos tipos de secuencias de movimientos de compuertas. Para la determinación del primer esquema de movimientos, el tiempo total de operación se divide en intervalos durante los cuales las aperturas de las compuertas se mantienen constantes. De esta forma se requiere la identificación de todas las posiciones que tomarán todas las compuertas durante el tiempo de operación. Bajo el segundo esquema de movimientos, las aperturas de las estructuras se modifican de forma secuencial, simulando el recorrido de un operario a través del canal. Las secuencias de movimientos que deben llevarse a cabo se obtienen a través de la minimización de una función objetivo que examina la diferencia entre la sucesión temporal de descargas laterales deseadas y la obtenida mediante la configuración temporal de aperturas propuesta.

Por último, se plantea la implementación de un controlador automático del tipo PI en las compuertas del canal para mantener los niveles de agua constantes. El funcionamiento de este regulador depende de los valores de sus ganancias. Para su determinación se plantea un problema de optimización con el objetivo de minimizar una función objetivo. Esta expresión evalúa la diferencia en sentido de mínimos cuadrados entre los caudales laterales que desean mantenerse constantes y los caudales laterales obtenidos mediante la ejecución de la acción de control determinada por medio de ganancias propuestas. La evaluación de las ganancias del controlador, se lleva a cabo mediante la simulación de perturbaciones en el estado estacionario.

Los problemas de calibración y de control planteados anteriormente se resuelven mediante un método computacional programado en ambiente *MATLAB* que combina la solución de las Ecuaciones Hidrodinámicas con un método de optimización basado en algoritmos estocásticos de búsqueda global denominado Método de Recocido Simulado. Este método es una técnica heurística de optimización combinatoria basada en la generación aleatoria de soluciones factibles cuya principal característica es evitar la convergencia local en problemas de gran escala. El algoritmo para el problema de optimización comienza fijando un valor inicial aleatorio como solución posible y, a partir de éste, genera una nueva solución. Para cada iteración, el algoritmo evalúa si el valor de la función objetivo correspondiente a ese punto produce un valor menor que el anterior. El punto es aceptado como nueva solución, si minimiza la función objetivo. Si no lo hace, su aceptación queda determinada por una distribución probabilística (Cortínez et al., 2007, Yang, 2005).

Se verifica el procedimiento propuesto para la resolución de los problemas presentados a través de la ejecución de diferentes experimentos numéricos. Se muestra un ejemplo de identificación de coeficientes de rugosidad mediante la medición de tirantes y/o caudales en uno o varios puntos del canal y tomando registros cada distintos intervalos de tiempo. Asimismo, se estudia la obtención de estos parámetros a partir de datos con errores de medición. Además, se lleva a cabo la identificación del coeficiente de capacidad de transporte en un canal de sección compuesta a partir de mediciones de tirantes de flujo con y sin error de medición.

Por otra parte, se presentan ejemplos numéricos de los correspondientes problemas de control planteados. Se muestran un caso numérico orientado a la obtención de las posiciones de compuertas en estado estacionario que dan lugar a la derivación de ciertos caudales laterales deseados. Asimismo, se estudia la determinación de las series temporales de movimientos que deben ser ejecutados para conducir el canal de un estado estacionario original a un nuevo estado estacionario con el fin de modificar de las erogaciones laterales. Se analiza la implementación de dos tipos de secuencias temporales en las compuertas: movimientos simultáneos y movimientos sucesivos aplicados a medida que se recorre el canal.

Por último, se muestran los resultados obtenidos de la calibración de varios controladores automáticos tipo PI implementados con el objetivo de mantener los niveles de agua en determinados puntos del canal constantes ante diferentes perturbaciones del flujo.

1.7. Aspectos originales

A diferencia de lo llevado a cabo en trabajos previos, donde se utilizan linealizaciones de las ecuaciones gobernantes o modelos simplificados, el presente modelo utiliza las ecuaciones en su versión original, por lo que considera la no linealidad del problema hidrodinámico.

Asimismo, la técnica de optimización utilizada evita la convergencia hacia mínimos locales que no son los que realmente suceden en el sistema ya que corresponden a mínimos globales.

Se pretende además, desarrollar un enfoque unificado para los problemas de calibración y diversos tipos de controles.

1.8. Contenidos

Inicialmente se presenta la motivación del problema a analizar. Se detalla el objetivo general y los particulares, y se desarrolla la metodología aplicada para llevar a cabo el presente estudio.

En el Capítulo 2 se describe el estado del arte de los problemas planteados en este trabajo. Primero se menciona la técnica utilizada en la simulación computacional para la obtención de soluciones aproximadas de las ecuaciones que describen el flujo en canales. Luego se enumeran algunos trabajos científicos que discuten tanto el problema de la obtención del parámetro de rugosidad como el de control de flujo en canales abiertos. Por último, se nombran las principales referencias del trabajo.

En el Capítulo 3 se introducen las variables básicas involucradas en la dinámica de flujo en canales. Luego se exponen las expresiones que describen el flujo no permanente unidimensional en canales abiertos a partir de las leyes de conservación de la masa y de conservación del momento (Ecuaciones de Saint-Venant). Además se muestran las condiciones iniciales y de borde necesarias para su resolución.

En el Capítulo 4 se describe la metodología aplicada a la resolución de los problemas de calibración del modelo hidrodinámico. Se enuncia el procedimiento para la identificación del parámetro de rugosidad de Manning y del coeficiente de transporte de la sección en canales de sección compuesta. Finalmente, se muestra la formulación de ambos problemas como problemas de optimización.

En el Capítulo 5 se muestran los problemas de control de canales estudiados. Primero se exhibe el problema de la determinación de las posiciones de compuertas en estados de flujo estacionarios que provocan determinadas salidas de caudal lateral. Luego se describen los problemas de control óptimo. Por un lado, el problema de la determinación de las secuencias temporales de movimientos de compuerta tendientes a minimizar las fluctuaciones que se producen durante

los estados transitorios. Por otro lado, se estudia la implementación de un controlador del tipo PI para mantener constantes los niveles de agua.

En el Capítulo 6 explica la metodología de solución de los problemas planteados en los capítulos anteriores. Este procedimiento es el resultado de una combinación de un método numérico para la resolución de las ecuaciones que describen el flujo en canales y una técnica matemática de optimización. Primero se describe la implementación computacional de ambos procesos de solución en ambiente *MATLAB* de forma unificada. Luego se resumen los conceptos del método numérico de diferencias finitas y se describe el proceso de solución. Por último, se introduce el problema básico de optimización y se muestran las ventajas del método de búsqueda global denominado Método de Recocido Simulado.

En el Capítulo 7 se exponen los resultados numéricos obtenidos. Se muestran las soluciones numéricas para ejemplos de los problemas planteados en los Capítulos 4 y 5.

Por último, en el Capítulo 8 se describen las conclusiones obtenidas a partir de las tareas de investigación desarrolladas. Se mencionan las contribuciones más importantes y se citan las publicaciones realizadas. Asimismo, se enumeran alguno de los trabajos a realizar en el futuro.

Capítulo 2

Estado del arte

2.1. Hidrodinámica de canales: simulación computacional

Las ecuaciones que describen el flujo no permanente en canales forman un sistema de ecuaciones diferenciales parciales no lineales del tipo hiperbólico cuya solución no puede ser obtenida de manera analítica.

El método de las características fue el primer procedimiento usado para obtener una solución aproximada de estas ecuaciones. Mediante esta técnica, las ecuaciones se transforman y resuelven a lo largo de las curvas características. Una descripción detallada de este método se puede encontrar en Abbott (1979). Si bien este método es adecuado para el análisis de flujo rápidamente variado y puede utilizarse en estudios de inundaciones (French, 1988), genera ciertas dificultades provocadas por la no linealidad de las ecuaciones y por la necesidad de espaciar los nodos de manera no uniforme.

Para el caso de problemas que involucran flujos en dos o tres dimensiones, el enfoque más beneficioso es el método de elementos finitos. El dominio se discretiza en elementos triangulares o tetraédricos generando una malla no estructurada. Por medio de esta técnica se obtiene una solución aproximada de las ecuaciones diferenciales parciales que debe ser satisfecha por *funciones de forma* desconocidas en el dominio de la solución. La forma de transformar las ecuaciones diferenciales en ecuaciones algebraicas se lleva a cabo a través de *métodos de residuos pesados*. Este método es muy utilizado para la resolución de problemas que involucran una geometría muy compleja. Una completa muestra de este método aplicado a la resolución de problemas de la mecánica de fluidos puede hallarse en Fletcher (1991), Zienkiewicz (2000), entre otros.

Asimismo, en el método de volúmenes finitos la forma integral de las ecuaciones gobernantes se discretiza a lo largo de volúmenes de control del dominio de solución. La discretización de los términos en integrales, se lleva a cabo mediante aproximaciones en diferencias finitas. Este

método tiene la ventaja conservar las variables involucradas en cada volumen. Es utilizado para flujos en dos y tres dimensiones y en los casos en que la geometría es compleja ya que puede utilizarse con mallas estructuradas y no estructuradas.

Sin embargo, debido al carácter unidimensional de la mayoría de los problemas de flujo en canales, el método numérico más utilizado es el método de diferencias finitas. A través de esta técnica, las derivadas de las ecuaciones diferenciales parciales se aproximan en términos en diferencias finitas a partir de series de Taylor. Es posible utilizar diferentes esquemas de aproximación de las derivadas con distintos órdenes de precisión.

En este sentido, se han propuesto varios esquemas numéricos explícitos e implícitos para aproximar las ecuaciones diferenciales. En la actualidad, es ampliamente aceptado que el esquema más robusto es el esquema implícito de cuatro puntos o *esquema de Preissmann* a raíz de que es un esquema incondicionalmente estable (Abbott y Basco, 1989, Cunge et al., 1980).

La resolución de las ecuaciones se lleva a cabo en cada punto de una grilla rectangular mediante la cual se discretiza el dominio de interés. Por medio de la discretización de las ecuaciones por este método se obtiene un sistema de ecuaciones algebraicas. La explicación extendida de este procedimiento se puede observar en Cunge (1980), French (1988), Sturm (2001), Akan (2006), entre otros.

2.2. Problema de calibración

Debido a que no existe un método exacto para la determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning, la elección de este parámetro no resulta una tarea sencilla. Por este motivo, varios métodos para su obtención han sido ampliamente documentados y publicados. Chow (1994) presentó una extensa tabla con valores mínimos, máximos y normales para una gran variedad de materiales. Además, Chow (1994), Barnes (1967), Ramser (1929) y Sturm (2001) han publicado fotografías en donde muestran cauces con coeficientes de rugosidad calibrados como referencia.

Además, Cowan (1956) presentó un procedimiento para tener en cuenta la influencia de factores como irregularidades de la superficie, variaciones en el tamaño y forma de la sección transversal, obstrucciones, vegetación y meandros en la elección del coeficiente de rugosidad. De manera similar, el Servicio de Conservación de Suelos (Estados Unidos) (Urquhart, 1975), estableció un método a partir de la selección de un valor de coeficiente n para un canal uniforme, recto y regular en un material nativo, al que luego se le deben aplicar ciertas modificaciones a través de factores de corrección determinados de acuerdo a los factores mencionados (French, 1988). En este método cada factor se evalúa de forma independiente.

Asimismo, se han desarrollado varios métodos empíricos. El más conocido es el método pro-

puesto por Strickler (1923) (Simons y Senturk, 1976) que establece que el coeficiente de rugosidad es proporcional al diámetro en milímetros de la arena adherida a las paredes y al fondo del canal. En este sentido varios autores establecieron diferentes expresiones que pueden ser consultadas en Henderson (1966), Raudkivi (1976) y Garde (1978) entre otros (French, 1988).

Por otra parte, existen varios trabajos en la literatura que tienen como objetivo el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la combinación de modelos de simulación y de optimización. En este sentido, Becker y Yeh (1972, 1973) llevaron a cabo la estimación del parámetro a partir de la evaluación mediante un criterio de cuadrados mínimos de las diferencias entre las observaciones en campo de profundidades y velocidades, y los resultados numéricos obtenidos de las ecuaciones gobernantes. Para la minimización de estas diferencias utilizaron el algoritmo de optimización por coeficientes de influencia. Además, Fread y Smith (1978) utilizaron una técnica de búsqueda mediante un método Newton-Raphson modificado del tipo gradiente para obtener el coeficiente de rugosidad en función de la profundidad y el caudal. Ellos minimizaron el valor absoluto de la suma de las diferencias entre los tirantes y caudales observados y los obtenidos numéricamente. La aplicación del algoritmo se realizó en forma secuencial por lo que cualquier error en la estimación en los tramos aguas arriba podía afectar significativamente la determinación de los valores en los tramos aguas abajo.

Más recientemente, Wasantha Lal (1995) utilizó un método de descomposición de valor singular para formular un problema de calibración como un problema inverso lineal generalizado. Esta técnica también utiliza el enfoque de coeficientes de influencia para predecir los valores de los parámetros a través de iteraciones sucesivas. Por otro lado, Yost y Katopodes (1998) utilizaron una técnica de optimización global basada en el método de punto fijo para la determinación del coeficiente de rugosidad y el coeficiente de infiltración. Asimismo, Ramesh et al. (2000) resolvieron un problema inverso para la identificación del coeficiente de rugosidad implementando el método de resolución por diferencias finitas en un modelo de optimización no lineal mediante el algoritmo SQL (Sequential Quadratic Programming). El resultado obtenido fue satisfactorio excepto en los casos en que solo se disponía de mediciones de caudales y cuando el número de estaciones de observación era menor que el número de parámetros a ser estimados.

Por otro lado, también es posible utilizar un método denominado *asimilación de datos* para la estimación de parámetros. Éste es un proceso por el cual un modelo parcialmente desconocido se nutre con información obtenida a partir de mediciones con el objetivo de corregir y mejorar los resultados obtenidos. El concepto de asimilación de datos reside en que el proceso une modelos de predicción y de medición como fuentes de información (Malla Buchhorsts, 2005). Bajo esta metodología, Chertok y Lardner (1996) propusieron un método para estimar el coeficiente de rugosidad en un canal mediante un método adjunto de control óptimo a partir de las mediciones de los tirantes de flujo. Además, Strub et al. (2009) realizaron una programación cuadrática basada en un algoritmo variacional de asimilación de datos para la estimación de condiciones abiertas de borde para canales de flujo de marea.

En cuanto a la identificación de los coeficientes de rugosidad de canales de sección compuesta las investigaciones disponibles son escasas. Si bien normalmente los canales naturales poseen secciones de este tipo, la gran mayoría de los estudios solo considera el flujo en el canal principal. Sin embargo, uno de los pocos trabajos que tratan la identificación de parámetros en canales naturales, es el realizado por Nguyen y Fenton (2004). En este estudio se propone un problema inverso para la identificación del parámetro de rugosidad en canales de sección simple y de sección compuesta utilizando el algoritmo de optimización de Powell. Se muestra el desempeño de la metodología y la influencia de la dimensión del hidrograma de crecida propagado en la calidad de la identificación. Asimismo, en un estudio de Nguyen y Fenton (2005a) realizan la identificación del parámetro de rugosidad en función de la altura de profundidad de flujo. Por otro lado, Abida (2009) utilizó el método simplex para minimizar el error entre hidrogramas de tirantes observados y simulados con el objetivo de estimar relaciones funcionales con respecto al área y al coeficiente de transporte de la sección compuesta.

2.3. Problema de control

Los distintos métodos de ejecución y las diferentes lógicas de control de canales se encuentran ampliamente estudiados en numerosas publicaciones (*Canal System Automation Manual* (1991), Rijo y Arranja (2005)). Sin embargo, dentro de esta amplia variedad de metodologías de control, existen algunas técnicas que no requieren de amplios recursos para su aplicación. En este sentido, García et al. (2000) realizaron una descripción de las técnicas de control que pueden ser aplicadas en países en vías de desarrollo en donde no se dispone de tecnología y/o recursos para llevar a cabo la instalación de dispositivos automáticos, sistemas telemétricos, etc.

Por otro lado, Soler Guitart et al. (2004) propusieron un algoritmo de control a lazo abierto para mejorar la eficiencia de las operaciones de compuertas en canales. Mediante una técnica de minimización pudieron encontrar las configuraciones de movimientos de compuertas necesarios para conseguir determinados comportamientos deseados y/o lograr una configuración óptima. En este trabajo se analizan dos opciones de movimientos con el objetivo de incrementar la dotación en dos puntos del canal.

En términos generales, el problema de control en canales de irrigación ha mostrado ser un problema no trivial y se han llevado a cabo importantes estudios para lograr soluciones satisfactorias. El diseño y calibración de los controladores automáticos requieren un modelo del sistema usualmente lineal. Por este motivo, a raíz de la no linealidad de las ecuaciones diferenciales parciales de Saint Venant, se han propuesto varios modelos de diseño de control basados en modelos simples de orden bajo que se obtienen en general mediante técnicas de identificación de sistemas. Estos modelos describen la dinámica de los canales desde un punto de vista del control. En este sentido, Litrico y George (1999) llevaron a cabo la identificación analítica de un modelo lineal de dimensión infinita mediante una función de transferencia de segundo orden

con retraso. El modelo lineal derivado de una simplificación de las ecuaciones de Saint Venant se parametriza como una función del caudal de referencia que permite obtener distintos conjuntos de modelos para diferentes puntos de referencia.

Los algoritmos que utilizan las formas linealizadas o simplificadas de las ecuaciones de Saint Venant son de gran aplicación para muchos sistemas de canales que pueden comportarse bien bajo control local, pero resulta complicada su extensión a una operación integral en un sistema completo de canales. La linealización de las ecuaciones gobernantes, limita las clases de tipos que pueden ser regulados por acciones de control. Por otro lado, los modelos basados en la forma completa de las ecuaciones de flujo superficial en 1D, imponen gran complejidad para calibrar los parámetros desconocidos.

Bajo esquemas de flujo completos, Albuquerque y Labadie (1997) aplicaron un enfoque que utiliza una función objetivo no lineal, una ecuación de tránsito que considera la hidrodinámica no lineal y una función de penalidad para las restricciones del sistema. Las variables desconocidas de control se optimizan mediante un método iterativo basado en gradiente que evalúa las direcciones de descenso en términos de multiplicadores de Lagrange. Además, Sanders y Katopodes (1998) propusieron un enfoque para el control de flujo no permanente basado en las ecuaciones de aguas superficiales en una dimensión y una función objetivo no lineal. Para esto, asocian un sistema adjunto de ecuaciones con las ecuaciones de flujo superficial para determinar la sensibilidad de la función objetivo con respecto a las variables de control. Este método simplifica la aplicación de un algoritmo de optimización basado en gradiente.

Tanto los métodos de optimización basados en gradiente como otros enfoques clásicos de minimización, pueden presentar problemas en este contexto, ya que pueden aparecer numerosos mínimos locales y estos enfoques convergen hacia los mismos. Por otra parte, tales métodos requieren la diferenciación de la función objetivo con respecto a las variables de decisión, lo que resulta un aspecto computacional complicado.

Baume et al. (1999) propusieron un enfoque que combina un modelo hidráulico basado en las ecuaciones de Saint Venant con un algoritmo de minimización. El método de optimización utilizado en este estudio se conoce como método simple y utiliza un enfoque geométrico que no requiere el cálculo de gradiente. En la utilización de este enfoque, sin embargo, se debe tener especial cuidado en la elección de los parámetros iniciales apropiados y de los escenarios de perturbaciones en las salidas laterales. Si las perturbaciones son muy extensas, el tiempo de cálculo crece sin que resulte beneficioso para la obtención de la solución.

En cuanto a la automatización de las estructuras, se ha estudiado la implementación de varios tipos de controladores. Malaterre y Baume (1998) describen algunos de los controladores más utilizados. La mayoría de las técnicas para el control en tiempo real de canales de riego se basan en controladores del tipo 'Proporcional-Integrador-Derivativo' (PID) debido a que son los más simples y más ampliamente usados en muchas aplicaciones industriales (Malaterre, 2007).

Para la obtención de las ganancias del controlador PID, se han desarrollado diferentes procedimientos, como por ejemplo los métodos de Ziegler y Nichols para controladores analógicos y el método Takahashi para implementación digital. Estas técnicas son útiles en sistemas de una única entrada y una única salida (Baume et al., 1999). En canales que poseen varios tramos interconectados, la utilización de estas técnicas es complicada debido a la interacción entre los controladores en los distintos sectores del canal.

Por otra parte, Baume et al. (1999) y Rijo y Arranja (2005) aplicaron un técnica mediante la cual determinan progresivamente las ganancias de cada controlador de un canal. Primero identifican una serie de ganancias estableciendo los mismos valores para todos los reguladores y esa solución es utilizada como valor inicial en el próximo paso de optimización. Luego se identifican dos series de parámetros y así se continúa paulatinamente hasta completar la cantidad de valores a determinar. La complejidad de este método radica en la dificultad para elegir los parámetros iniciales ya que si éstos valores son muy altos, el procedimiento puede quedar atrapado en un mínimo local debido a las oscilaciones en el canal. El método de optimización utilizado en este caso fue el Método Nelder-Mead, que utiliza aproximaciones geométricas que no requieren el cálculo del gradiente.

Asimismo, Chang (2007) utilizó el método de optimización global denominado *Algoritmos Genéticos* para la identificación de los parámetros desconocidos en un problema genérico que involucra una clase de sistema no lineal. Se determinaron en este caso, las ganancias de un controlador del tipo PID. Los valores iniciales del método se obtuvieron mediante el método de Ziegler y Nichols. Además, Oliveira et al. (1992) obtuvieron las ganancias de un regulador PID y los parámetros de un controlador del tipo 'Lineal-Cuadrático' (LQ, por sus siglas en inglés) por medio de este método de optimización.

2.4. Principales referencias del trabajo

La solución aproximada de las ecuaciones gobernantes de flujo en un canal se obtuvo mediante el método de diferencias finitas adecuadamente detallado en French (1988) y Akan (2006).

Para la aplicación del método de optimización basado en algoritmos estocásticos (Método de Recocido Simulado) se analizó el trabajo de Cortínez et al. (2007). La implementación computacional se lleva a cabo a partir de lo propuesto por Yang (2005).

Los estudios para la identificación del coeficiente de rugosidad de Manning surgen a partir de los trabajos de Ramesh et al. (2000); Chertok y Lardner (1996) y Yost y Katopodes (1998). En el caso de canales compuestos se examinaron las investigaciones de Nguyen y Fenton (2005a, 2005b).

Para el análisis de los métodos de control se estudiaron los métodos enunciados en *Canal*

System Automation Manual (1991) y en el trabajo de Rijo y Arranja (2005). Asimismo, se examinaron las metodologías para la determinación de las operaciones de compuertas propuestas por Soler Guitart et al. (2004). En cuanto a la implementación y a la determinación de las ganancias del controlador PI, fueron consultados los trabajos de Chang (2007), Oliveira et al. (1992) y Baume et al. (1999).

Capítulo 3

Hidrodinámica de canales abiertos

La hidráulica de canales abiertos es el estudio de la física del flujo de un fluido en un conducto que posee una superficie libre. El movimiento del fluido se produce por fuerzas gravitacionales y la distribución de presiones dentro del fluido generalmente es hidrostática. Además, la profundidad de flujo, el caudal y las pendientes del fondo del canal y de la superficie libre son interdependientes (Chow, 1994).

En el flujo en canales abiertos, la componente del peso del agua en dirección hacia aguas abajo provoca la aceleración del flujo, mientras que la tensión de corte en el fondo y en los laterales del canal produce una fuerza resistiva. Esta fuerza se describe a través de un parámetro de rugosidad que no puede ser medido en forma directa.

En este capítulo, inicialmente se definen las variables básicas que intervienen en la hidráulica de canales y luego se plantean las ecuaciones que gobiernan el flujo: la ecuación de conservación del momentum y la ecuación de conservación de la masa. Asimismo, se enumeran las condiciones iniciales y de borde necesarias para la resolución de las ecuaciones gobernantes.

3.1. Definiciones básicas

En la Figura 3.1 se ilustran algunas variables elementales que intervienen en la hidráulica de canales abiertos. Los elementos de interés se describen a continuación:

El *nivel de agua* (h), es la elevación de la superficie libre de agua, medida respecto a un nivel de referencia determinado. La elevación del fondo medida desde este nivel se denomina Z .

La *profundidad* (Y), es la distancia vertical entre la superficie de agua y el fondo del canal. En canales naturales, la profundidad y la altura del fondo varían a lo largo de la longitud del canal x y a lo largo de la dirección y . En canales prismáticos las dimensiones Y y Z están

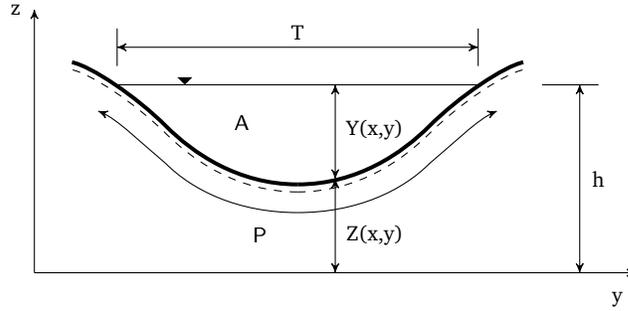


Figura 3.1: Sección transversal compacta del canal

definidas para cada sección transversal y dependen solo de x :

$$h(x) = Y(x) + Z(x). \quad (3.1)$$

La *pendiente longitudinal* (S_0), se define como:

$$S_0 = -\frac{\partial Z}{\partial x}. \quad (3.2)$$

Este valor generalmente es pequeño. En la Figura 3.2 se muestra un perfil longitudinal del canal.

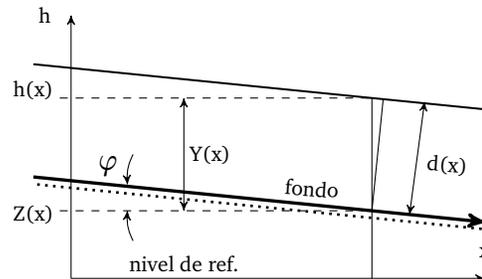


Figura 3.2: Parámetros del canal

El valor de $Y(x)$ se debe diferenciar del valor de profundidad $d(x)$ medido en sentido perpendicular al fondo del canal (Figura 3.2). Como ambas dimensiones están relacionadas mediante la expresión $d(x) = Y(x) \cdot \cos(\varphi)$, puede asumirse que para valores pequeños de la pendiente longitudinal se tiene: $\cos(\varphi) \approx 1$ y por lo tanto $Y(x) \approx d(x)$. En canales con pendiente pronunciada, la diferencia entre los valores $Y(x)$ y $d(x)$ sí es apreciable por lo que esta suposición no posee validez.

La sección transversal (Figura 3.1) se caracteriza por los parámetros que se describen a continuación.

El *ancho superficial* (T) es el ancho del canal en la superficie de agua.

El *área de flujo* (A) es el área transversal de flujo de la sección medida en sentido perpendicular a la dirección del vector velocidad de flujo.

El *perímetro mojado* (P) es la longitud de la interfaz entre el flujo y el lecho del canal.

El *radio hidráulico* (R) es la relación entre el área de flujo A y el perímetro mojado P .

El flujo se describe mediante un escalar o un campo vectorial de estos parámetros que varían en el sentido de las tres coordenadas espaciales. Sin embargo, en el flujo de canales abiertos, la componente de velocidad paralela a la dirección longitudinal del canal es predominante y relativamente uniforme a lo largo de la sección transversal. Por esto, se puede asumir que los parámetros de flujo solo varían en la dirección x y en función del tiempo t .

La corriente de flujo esta caracterizada por los siguientes parámetros:

El *caudal* (Q) representa la masa o volumen de agua que atraviesa la sección transversal por unidad de tiempo. Se define como:

$$Q = \iint_A v dA, \quad (3.3)$$

donde:

v es la velocidad normal de la sección transversal,

A es el área de flujo de la sección transversal.

La *velocidad promedio de flujo* (V) se define como:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1}{A} \iint_A v dA. \quad (3.4)$$

El flujo típico en un canal es subcrítico; está caracterizado por profundidades relativamente altas y velocidades pequeñas. El flujo supercrítico se caracteriza por tirantes relativamente bajos y grandes velocidades. Para realizar una distinción entre los tipos de flujo se utiliza el número adimensional de *Froude*:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y}}. \quad (3.5)$$

Este parámetro representa la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas de gravedad. Según el valor que tome el número de Froude se tiene flujo subcrítico si $F_r < 1$, flujo crítico si $F_r = 1$ o flujo supercrítico si $F_r > 1$.

3.2. Rugosidad en canales abiertos

3.2.1. Resistencia al flujo

En el flujo de cualquier fluido real la energía se disipa continuamente debido a que el fluido debe realizar trabajo contra la resistencia de la viscosidad del fluido procedente. El mecanismo básico de resistencia se debe al esfuerzo de corte que provoca que una capa de fluido que se

mueve lentamente ejerza una fuerza retardadora en una capa adyacente de fluido que se mueve a mayor velocidad.

Se ha determinado mediante observaciones que la superficie sólida ejerce una fuerza de arrastre que es transmitida sucesivamente a las capas de fluido superiores. En este sentido, la resistencia depende tanto de la presencia de superficies sólidas como de la viscosidad o la turbulencia.

Entonces, la superficie sólida crea un gradiente de velocidad dentro del flujo. El esfuerzo de corte provocado por la superficie, τ es proporcional a la viscosidad y al gradiente de la velocidad en la superficie; y puede definirse como:

$$\tau_w = \mu \left. \frac{dv_x}{dy_w} \right|_{y_w} = 0, \quad (3.6)$$

donde μ es la viscosidad del fluido, v_x es la velocidad en un punto e y_w es la distancia entre el punto y la superficie.

3.2.2. Determinación de la resistencia al flujo en canales abiertos

Se analiza un elemento de una sección transversal de canal (Figura 3.3) donde Δx y Δb son pequeños. Es posible observar que en el elemento actúa una fuerza horizontal provocada por el empuje hidrostático. Si se asume que las pendientes son pequeñas y que la distribución de presión sigue la ley hidrostática, la diferencia de presión a lo largo de cualquier línea horizontal dibujada longitudinalmente a través del elemento, tiene una magnitud $\gamma \Delta h$, donde Δh es la diferencia de profundidad entre las caras aguas arriba y aguas abajo del elemento analizado y γ es el peso específico del agua. El empuje hidrostático horizontal total del elemento es entonces igual a $-\gamma \cdot Y \cdot \Delta b \cdot \Delta h$, asumiendo como positiva la dirección hacia aguas abajo. La suma de esta fuerza sobre toda la sección resulta $-\gamma \cdot A \cdot \Delta h$.

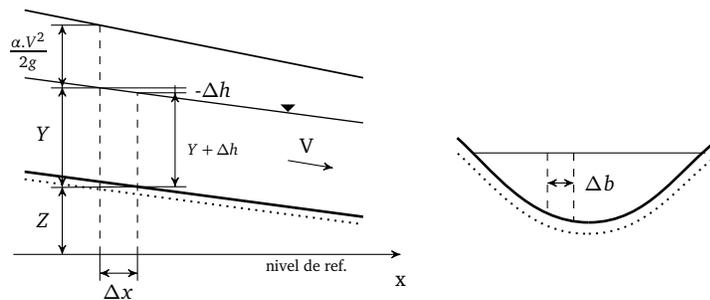


Figura 3.3: Definiciones para la ecuación de resistencia

Esta fuerza es resistida por una fuerza de corte igual a $\tau_0 P \Delta x$, donde P es el perímetro mojado de la sección y τ_0 es la tensión de corte. Las dos fuerzas no son del todo paralelas, pero

debido a la suposición que la pendiente longitudinal es pequeña puede asumirse que lo son. Entonces, la fuerza neta en la dirección del flujo es entonces igual a:

$$-\gamma A \Delta h - \tau_0 P \Delta x. \quad (3.7)$$

Luego, si se analiza el caso general de flujo no uniforme, la velocidad varía en dirección hacia aguas abajo ya que el flujo se está acelerando. Por otra parte, para el caso de flujo permanente, la aceleración solo es convectiva e igual a $v_x \frac{dv_x}{dx}$.

Entonces, si se relaciona la ecuación de movimiento obtenida al multiplicar la aceleración con la masa $\rho A \Delta x$, con las fuerzas planteadas en la Ecuación 3.7, se tiene:

$$-\gamma A \Delta h - \tau_0 P \Delta x = \rho A v_x \frac{dv_x}{dx} \Delta x, \quad (3.8)$$

es decir:

$$\tau_0 = -\gamma R \left(\frac{dh}{dx} + \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} \right) = -\gamma R \frac{d}{dx} \left(h + \frac{v^2}{2g} \right) = -\gamma R S_f,$$

donde S_f es la pendiente de fricción. Entonces, para cualquier estado puede escribirse:

$$\tau_0 = \gamma R S, \quad (3.9)$$

donde la pendiente longitudinal S es definida según el caso analizado. La definición $S = S_f$ se adapta tanto al caso de flujo uniforme como al caso de flujo no uniforme. Cuando el flujo es uniforme $S_0 = S_f$

Para resolver la Ecuación 3.9 se debe poseer información acerca del esfuerzo cortante τ_0 . A continuación se describe una de las relaciones empíricas más utilizadas para la determinación de la pendiente de fricción S_f .

3.2.3. Ecuación de Manning

La fórmula de Manning, también conocida como ecuación de Strickler fue dada a conocer inicialmente por Flamant en 1891. La fórmula de Manning para flujo turbulento se expresa como:

$$V = \frac{k_n}{n} R^{2/3} S_f^{1/2}, \quad (3.10)$$

$$Q = \frac{k_n}{n} A R^{2/3} S_f^{1/2}, \quad (3.11)$$

donde $k_n = 1m^{1/3}/s = 1.49pies^{1/3}/s$ y n es el factor de rugosidad de Manning.

En la práctica, para un canal determinado, es posible asumir que la rugosidad de Manning no varía con las condiciones de flujo turbulento.

En general, el valor del coeficiente de rugosidad de Manning varía a lo largo del canal. Asimismo, puede tomar distintos valores con respecto a la sección transversal, debido a la diversidad de rugosidad del perímetro mojado. Más aún, en canales naturales, el coeficiente puede ser función del caudal o de la profundidad de flujo (Fread y Smith, 1978) y también varía de acuerdo a ciertas características del canal como la irregularidad de las secciones y el alineamiento del canal (Chow, 1994). Por lo tanto, la determinación de este parámetro resulta una tarea extremadamente complicada y tediosa. Incluso cuando se desprecia la variación del coeficiente con respecto al caudal y al tirante, la obtención de este valor es complicada ya que las ecuaciones gobernantes son no lineales.

3.3. Ecuaciones fundamentales de flujo no permanente en canales abiertos

Las ecuaciones fundamentales de flujo no permanente en canales abiertos se denominan ecuaciones de Saint Venant. Estas ecuaciones están basadas en las siguientes hipótesis (Cunge et al., 1980, Chanson, 2004):

1. El flujo es unidimensional, es decir, la velocidad es uniforme sobre la sección transversal y el perfil transversal de la superficie libre es horizontal;
2. La curvatura de las líneas de corriente es pequeña y las aceleraciones son despreciables, por lo tanto, la distribución de la presión es hidrostática;
3. Los efectos de fricción en el contorno y la turbulencia pueden ser tenidos en cuenta a través de las leyes de resistencia análogas a las utilizadas para flujo estacionario;
4. La pendiente longitudinal promedio del canal es pequeña por lo que la profundidad de flujo medida en sentido normal al fondo del canal y la profundidad medida en sentido vertical son aproximadamente iguales.

Las secciones transversales del canal poseen forma arbitraria y pueden variar a lo largo de la dirección del eje del canal, sin embargo, la variación está limitada por la condición de curvatura pequeña de las líneas de corriente.

Suponiendo que la densidad se mantiene constante, el flujo transitorio en una dirección en canales abiertos se puede describir mediante dos variables dependientes, como por ejemplo, el nivel de agua h y el caudal Q . Por lo tanto, las propiedades del flujo transitorio se pueden describir mediante dos ecuaciones: la conservación de la masa y la conservación del momentum.

Una descripción rigurosa de estas leyes puede hallarse en la literatura (Yen, 1973). A continuación, se resume la obtención de las leyes de conservación de la masa y del momentum detallada en Akan (2006).

3.3.1. Conservación de la masa

Se analiza un elemento de volumen de un canal entre una sección ubicada aguas arriba 1 y una sección ubicada aguas abajo 2 (Figura 3.4). La longitud del elemento a lo largo de la dirección del flujo es Δx y el área de la sección transversal es A . La masa de agua en el elemento de volumen es $\rho A \Delta x$. El agua entra en el elemento de volumen por la sección 1 a una tasa de transferencia de masa de ρQ_1 y sale del elemento en la sección transversal 2 a una tasa ρQ_2 . Entonces, la tasa de cambio de masa del agua en el elemento durante un intervalo de tiempo Δt , es:

$$\frac{\Delta(\rho A \Delta x)}{\Delta t}, \quad (3.12)$$

y la tasa neta de transferencia de masa en el elemento es:

$$\rho Q_1 - \rho Q_2. \quad (3.13)$$

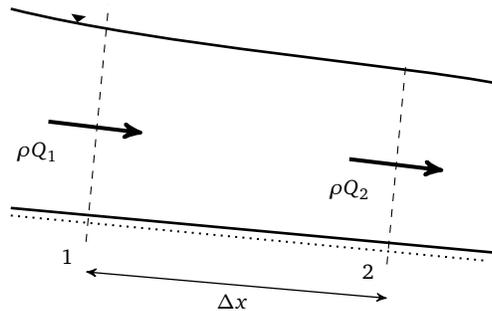


Figura 3.4: Definiciones para la conservación de la masa

Por el principio de conservación de la masa se tiene que las expresiones (3.12) y (3.13) son iguales. Por otra parte, como el agua es un fluido incompresible, ρ es constante. En consecuencia, se tiene:

$$\frac{\Delta A}{\Delta t} + \frac{Q_2 - Q_1}{\Delta x} = 0. \quad (3.14)$$

Para el caso de flujos gradualmente variados las variables A y Q son funciones continuas a lo largo del espacio y del tiempo, y por lo tanto, a medida que Δx y Δt tienden a cero, la expresión anterior se transforma en:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0, \quad (3.15)$$

donde t es el tiempo y x es el desplazamiento en la dirección del flujo. La Ecuación 3.15 es usualmente conocida como *ecuación de continuidad*.

3.3.2. Conservación del momentum

Se considera un elemento de volumen de un canal entre una sección aguas arriba 1 y una sección aguas abajo 2 como se muestra en la Figura 3.5. El elemento posee una sección transversal de área media A , velocidad de flujo V y longitud Δx . La cantidad de movimiento dentro del elemento es $\rho A \Delta x V$. El momentum es transferido al elemento en la sección 1 a una tasa $\beta_1 \rho Q_1 V_1$ y en la sección de salida 2 a una tasa $\beta_2 \rho Q_2 V_2$. El coeficiente β representa el valor de corrección de momentum incluido para tener en cuenta la no uniformidad de la distribución de la velocidad dentro de la sección del canal.

Las fuerzas externas que actúan en el elemento en la misma dirección que el flujo son: la presión en la sección 1, $F_{p1} = \gamma Y_{C1} A_1$ (donde Y_{C1} es la distancia entre la superficie libre y el centroide de la sección sumergida 1) y la componente de peso $P \sin \theta = \gamma A \Delta x \sin \theta$. Por otra parte, las fuerzas externas actuantes en la dirección opuesta al flujo son: la presión en la sección transversal 2, $F_{p2} = \gamma Y_{C2} A_2$, (donde Y_{C2} es la distancia entre la superficie libre y el centroide de la sección sumergida 2), la fuerza de fricción en el lecho del canal, F_f y cualquier otra fuerza externa, F_c opuesta a la dirección del flujo como por ejemplo fuerzas producidas por las paredes en contracciones de la sección del canal.

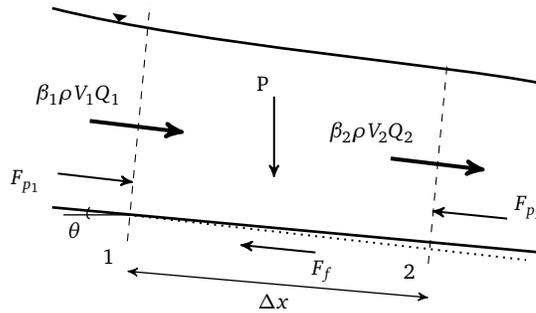


Figura 3.5: Definiciones para la conservación del momentum

Se tiene entonces que la tasa temporal de cambio de momentum acumulado dentro del elemento es:

$$\frac{\Delta(\rho A \Delta x V)}{\Delta t} = \rho \Delta x \frac{\Delta Q}{\Delta t}; \quad (3.16)$$

la tasa neta de transferencia de momentum dentro del elemento:

$$\beta_1 \rho Q_1 V_1 - \beta_2 \rho Q_2 V_2; \quad (3.17)$$

y la suma de las fuerzas externas que actúan en la dirección del flujo:

$$\gamma Y_{C1} A_1 + \gamma A \Delta x \sin \theta - \gamma Y_{C2} A_2 - F_f - F_c. \quad (3.18)$$

La ley de conservación de momento establece que el cambio de momentum (Ecuación 3.16)

sea igual a la suma de la transferencia de momentum (Ecuación 3.17) y de las fuerzas externas actuantes (Ecuación 3.18). Es decir:

$$\rho \Delta x \frac{\Delta Q}{\Delta t} = \beta_1 \rho Q_1 V_1 - \beta_2 \rho Q_2 V_2 + \gamma Y_{C_1} A_1 + \gamma A \Delta x \text{sen} \theta - \gamma Y_{C_2} A_2 - F_f - F_c. \quad (3.19)$$

Dividiendo ambos lados de la expresión anterior por $\rho \Delta x$, suponiendo que $F_c = 0$ e introduciendo la pendiente de fricción como la fuerza de fricción por unidad de peso del agua:

$$S_f = \frac{F_f}{\gamma A \Delta x}, \quad (3.20)$$

se obtiene:

$$\frac{\Delta Q}{\Delta t} = \frac{\beta_1 \rho Q_1 V_1 - \beta_2 \rho Q_2 V_2}{\Delta x} + \frac{g Y_{C_2} A_2 - Y_{C_1} A_1}{\Delta x} + g A S_f - g A S_0 = 0, \quad (3.21)$$

donde $S_0 = \text{sen} \theta$ es la pendiente longitudinal.

Para flujos gradualmente variados todas las variables son continuas en el tiempo y en el espacio. Por consiguiente, cuando Δx y Δt tiende a cero, la ecuación anterior se transforma en:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\beta Q V) + g A \frac{\partial Y}{\partial x} + g A S_f - g A S_0 = 0. \quad (3.22)$$

El cálculo del término $g A \frac{\partial Y}{\partial x}$ se lleva a cabo mediante la siguiente igualdad:

$$\frac{g Y_{C_2} A_2 - Y_{C_1} A_1}{\Delta x} = g \frac{\partial (Y_C A)}{\partial x} = g A \frac{\partial Y}{\partial x}, \quad (3.23)$$

cuando Δx se aproxima a cero. Esta igualdad puede demostrarse utilizando la regla de Leibnitz si los cambios en el ancho del canal son despreciables. Chow (1994) presentó un análisis más riguroso y mostró que esta expresión es válida aún si los cambios de ancho en el canal no son despreciables.

3.3.3. Ecuaciones gobernantes

El sistema de ecuaciones que gobiernan el flujo no permanente en canales abiertos está formado entonces por la ecuación de continuidad (Ecuación 3.15) y la ecuación de momentum (Ecuación 3.22). Asumiendo que el valor del factor de corrección de momentum β es igual a 1 para canales prismáticos y teniendo en cuenta que $V = Q/A$, es posible reescribir la Ecuación 3.22. Asimismo, utilizando la expresión para el nivel del flujo h (Ecuación 3.1) y para la pendiente longitudinal S_0 (Ecuación 3.2), las ecuaciones de Saint Venant toman la forma:

$$\text{Ecuación de continuidad: } \frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial Q}{\partial x}, \quad (3.24)$$

$$\text{Ecuación de momentum: } \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAS_f = 0. \quad (3.25)$$

3.4. Condiciones iniciales

Las ecuaciones que gobiernan el flujo no permanente en canales abiertos presentadas en la sección anterior son ecuaciones diferenciales parciales no lineales del tipo hiperbólico. Estas ecuaciones se clasifican como no lineales debido a que los valores de los coeficientes de las ecuaciones dependen de $x, t, f(x, t), \partial f / \partial t$ y $\partial f / \partial x$ (Potter, 1973) donde x y t son las variables independientes y f es la variable dependiente. Además, se clasifican como ecuaciones del tipo hiperbólico debido a que poseen dos trayectorias características reales (Fletcher, 1991).

A partir de la clasificación de las ecuaciones diferenciales parciales es posible obtener la formulación de la solución de un problema. Del análisis de las ecuaciones mediante sus características, surge que se desarrollan dos trayectorias características hacia el dominio de la función desde la línea de tiempo inicial, lo que indica que deben imponerse dos condiciones iniciales. Estas condiciones brindan información de los valores de las funciones en el dominio de solución en el momento inicial:

- Nivel de flujo:

$$h(x, 0) = h_t \text{ para } t = 0, \quad (3.26)$$

- Caudal

$$Q(x, 0) = Q_t \text{ para } t = 0. \quad (3.27)$$

3.5. Condiciones de borde

Por otro lado, las condiciones de borde brindan información impuesta en los contornos físicos que determinan el dominio de solución. En la práctica un canal de riego está formado por una serie de tramos o *piletas*, donde cada tramo se define por una porción de canal entre dos estructuras hidráulicas.

Bajo la condición de flujo subcrítico, el análisis de las trayectorias características de las ecuaciones de Saint Venant determina que se requiere el conocimiento de un parámetro de flujo en cada extremo del canal para $t > 0$. Esto se debe a que una sola curva interseca el contorno en cada extremo del canal por lo que la información no es suficiente para determinar las propieda-

des del flujo en ese punto. Por lo tanto, se requiere información adicional sobre alguna de las variables en:

- El extremo inicial del tramo del canal para $t \geq 0$:

$$Q(0, t) = Q_0(t) \text{ o } h(0, t) = h_0(t), \quad (3.28)$$

- El extremo final L para $t \geq 0$:

$$Q(L, t) = Q_L(t) \text{ o } h(L, t) = h_L(t). \quad (3.29)$$

Asimismo, las ecuaciones de Saint Venant no son aplicables a flujos que varían rápidamente. Tal es la condición del flujo que se produce en secciones equipadas con estructuras hidráulicas como compuertas o vertederos.

Entonces, el sistema de ecuaciones diferenciales parciales (Ecuaciones 3.24 y 3.25) que describe el flujo no permanente en canales abiertos, debe complementarse con ecuaciones que describan las condiciones de borde externas e internas. Las estructuras hidráulicas pueden ser correctamente modeladas por la relación no lineal estática entre la descarga y el nivel de agua. Esta relación puede ser obtenida en base a la suposición de las propiedades de flujo utilizando el teorema de Bernoulli (Litrico y Fromion, 2009).

3.5.1. Ecuaciones de compuertas deslizantes

Una abertura de compuerta es un orificio rectangular (Figura 3.6) de altura b y ancho a que suele ser igual al ancho del canal. La descarga bajo condiciones de flujo libre en una compuerta deslizante que no se encuentra influenciada por el tirante aguas abajo de la compuerta, se puede calcular mediante la siguiente expresión (Methods et al., 2003):

$$Q = C_d \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (Y_1 - b/2)}, \quad (3.30)$$

donde:

- Q es el caudal descargado,
- C_d es el coeficiente de la compuerta,
- a es el ancho de la sección de la compuerta,
- b es la altura de apertura de la compuerta,
- g es la fuerza de gravedad,
- Y_1 es el tirante aguas arriba de la estructura.

A medida que crece el tirante aguas abajo de la compuerta, comienza a afectar la descarga por lo que el flujo ya no se encuentra en condiciones de flujo libre. La expresión para la descarga

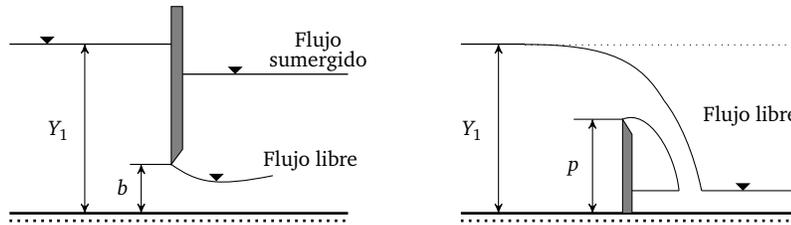


Figura 3.6: Esquema de flujo bajo una compuerta de fondo (izquierda) y sobre un vertedero de pared delgada (derecha)

bajo una compuerta en condiciones de flujo sumergido es:

$$Q = C_d \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (Y_1 - Y_2)} \quad (3.31)$$

donde Y_2 es el tirante aguas abajo de la compuerta.

3.5.2. Ecuación de vertedero de pared delgada

Un vertedero de pared delgada es una estructura constituida por una placa vertical delgada colocada en sentido perpendicular al flujo que posee un extremo afilado (Figura 3.6).

El flujo libre aguas abajo del vertedero ocurre cuando la estructura permite el libre acceso del aire bajo la lámina de flujo. El vertedero se encuentra sumergido cuando el agua aguas abajo de la placa se eleva cerca o por encima de la cresta.

Para determinar la relación entre las características del flujo que se aproxima a la estructura y la descarga sobre el vertedero, es posible utilizar la expresión (Methods et al., 2003):

$$Q = C_v \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (Y_1 - p)^{3/2}} \quad (3.32)$$

donde:

Q es el caudal descargado,

C_v es el coeficiente del vertedero,

a es el ancho del vertedero,

p es la altura del vertedero,

g es la fuerza de gravedad,

Y_1 es el tirante aguas arriba.

3.6. Resumen de ecuaciones utilizadas

Ecuaciones de Saint-Venant:

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial Q}{\partial x}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAS_f = 0.$$

Condiciones iniciales:

$$h(x, 0) = h_t \text{ para } t = 0,$$

$$Q(x, 0) = Q_t \text{ para } t = 0.$$

Condiciones de borde:

$$Q(0, t) = Q_0(t) \text{ o } h(0, t) = h_0(t) \text{ para } t \geq 0,$$

$$Q(L, t) = Q_L(t) \text{ o } h(L, t) = h_L(t) \text{ para } t \geq 0.$$

Compuerta flujo libre: $Q = C_d \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (Y_1 - b/2)},$

Compuerta flujo ahogado: $Q = C_d \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (Y_1 - Y_2)},$

Vertedero de pared delgada: $Q = C_v \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (Y_1 - p)^{3/2}.$

Capítulo 4

Calibración del modelo hidrodinámico de un canal

La determinación del parámetro de rugosidad puede llevarse a cabo mediante la resolución de un problema inverso. Esta metodología permite identificar parámetros desconocidos del flujo a través de mediciones de campo de ciertas variables como profundidades de agua y/o caudales. Por medio de este procedimiento, se ajustan las variables desconocidas de forma tal que el modelo pueda reproducir los datos obtenidos en las observaciones.

En el presente capítulo se describen las tareas llevadas a cabo durante el proceso de calibración de un modelo. Asimismo se detalla el método empleado para la determinación del coeficiente de rugosidad de Manning y para la obtención del coeficiente de transporte en canales de sección compuesta.

4.1. Problemas inversos - Calibración

Por medio de mediciones en campo de ciertas variables de flujo como por ejemplo, profundidades de agua y/o caudales, es posible estimar características que no son físicamente medibles, como los coeficientes de rugosidad del lecho del canal. Esta técnica de determinación de parámetros a través de variables medibles es propicia hoy en día, gracias a la amplia variedad de instrumental disponible, que favorece la obtención de gran cantidad de datos por medio de estaciones de medición.

Para llevar a cabo el proceso de *calibración*, primero se ejecutan simulaciones del modelo a partir de la estimación de los parámetros desconocidos. Luego, se observan las respuestas de estas simulaciones y se evalúan las discrepancias de estos resultados con los valores reales tomados a partir de mediciones. Así, mediante sucesivas simulaciones y comparaciones, se buscan los

parámetros que tiendan a disminuir estas diferencias.

La evaluación de las discrepancias puede llevarse a cabo mediante un procedimiento de prueba y error. Es posible graficar, por ejemplo, los distintos valores de los parámetros a identificar con respecto a las diferencias entre su respuesta y las mediciones reales. Los valores obtenidos mediante las simulaciones que se acercan más a los tomados de las observaciones de campo, determinan los resultados para los parámetros. Sin embargo, para el caso de flujo en canales abiertos, como las ecuaciones gobernantes son no lineales, existen muchas combinaciones de valores de parámetros; por lo que el procedimiento se vuelve demasiado tedioso (Becker y Yeh, 1972).

Un criterio de comparación más eficiente puede llevarse a cabo mediante el cálculo de una *función objetivo* para evaluar las discrepancias. Básicamente, los problemas de estimación de parámetros se pueden plantear como una optimización en la cual la función objetivo está definida por la diferencia entre los valores medidos y los valores calculados computacionalmente. Además, si existen errores en las mediciones utilizadas, el proceso de optimización obtendrá el mejor valor en el sentido de la minimización de la función objetivo (Khatibi et al., 1997). Entonces, la estimación de los coeficientes se plantea como un problema inverso que tiene por objetivo la minimización de determinada función.

Los procedimientos de *calibración e identificación* permiten obtener valores empíricos por medio de comparaciones de valores medidos con valores simulados. Sin embargo, los métodos de calibración utilizan comparaciones visuales por lo que usualmente son subjetivos, mientras que las técnicas de identificación utilizan métodos de optimización lo que conduce a que sea una técnica objetiva (Khatibi et al., 2000).

La técnica de calibración de un modelo debe ser completada además, con un proceso de *verificación*. Este procedimiento consiste en la evaluación comparativa del modelo calibrado con otro conjunto de datos para confirmar que el modelo reproduce los valores medidos.

En este trabajo se propone una metodología de identificación del coeficiente de rugosidad de Manning basada en la evaluación de la diferencia entre los valores de profundidad de tirante y/o caudal en diferentes puntos del canal medidos en forma directa contra valores determinados por medio del cálculo de las ecuaciones gobernantes (Martorana y Cortínez, 2011). A partir de las mediciones de campo, y utilizando un método de optimización, se pueden determinar los valores reales del parámetro de rugosidad. Tales valores reales corresponden a aquellos que minimizan la función objetivo.

La técnica de optimización comienza con una estimación inicial de los parámetros y se lleva a cabo una simulación completa. Se evalúa la función objetivo mediante la comparación entre los datos observados y los simulados. Si la cantidad de iteraciones ejecutadas no alcanza el número máximo establecido, el proceso continúa de forma iterativa corrigiendo en cada paso el valor del parámetro por medio del algoritmo de optimización. Si el valor de las iteraciones alcanza el má-

ximo, el algoritmo finaliza. El esquema del problema se muestra en la Figura 4.1 (Weinerowska-Bords, 2007).

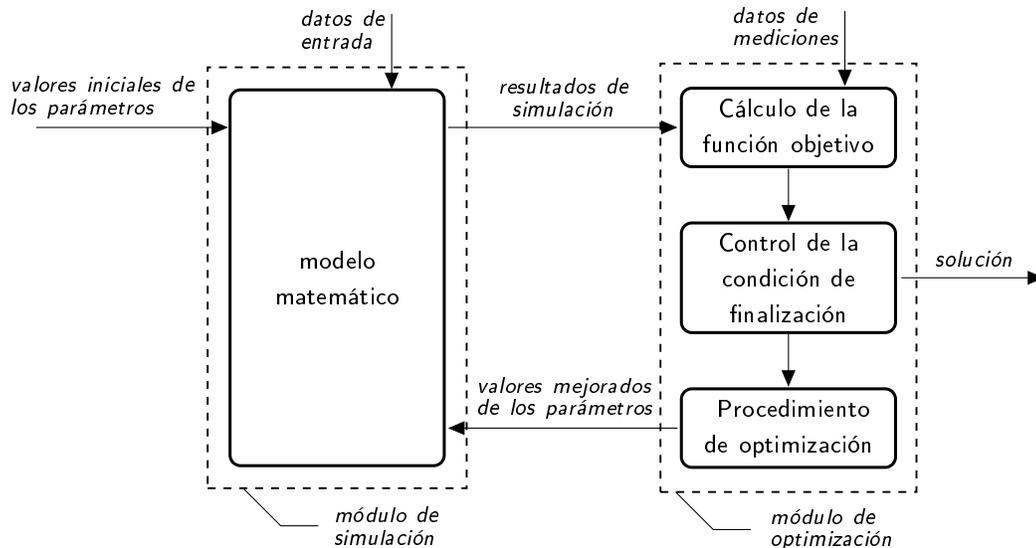


Figura 4.1: Esquema del problema de optimización

La función objetivo se plantea en general como el error cuadrático medio entre valores medidos y valores deseados de determinadas variables que intervienen en el problema a resolver. Para la calibración del modelo, la función objetivo se formula en términos de niveles de agua ya que son más simples para medir.

4.2. Identificación del coeficiente de rugosidad de Manning

El problema de la estimación del coeficiente de rugosidad n , se resuelve entonces, mediante la formulación de un problema inverso donde se utilizan mediciones de campo para llevar a cabo la identificación.

Una de las dificultades que presenta la determinación de este parámetro es que su valor puede cambiar a lo largo de la longitud del canal y dentro de una sección transversal. Esta variación se debe a un gran número de factores que ejercen influencia sobre este coeficiente modificando su valor. Además, algunos de estos factores se encuentran relacionados entre sí.

La rugosidad del canal puede variar no solo por la diversidad de tamaños y formas de los granos de la superficie sino también por las formas del lecho. En condiciones de baja velocidad, la tensión de corte es inferior a determinado valor umbral y no se produce el movimiento de las partículas. En este caso, la tensión de corte es consecuencia solo de la rugosidad de los granos del lecho. A medida que se incrementa la velocidad, y a partir de determinado valor de la velocidad,

se inicia el transporte de sedimentos, el lecho se vuelve inestable y se generan formas como ondas o dunas. Bajo estas condiciones, la tensión de corte total consiste en la suma de las tensiones producidas por ambos efectos: por la rugosidad del grano y por las forma del lecho (Depeweg y Méndez, 2007).

Asimismo, los diferentes tipos de vegetación producen distintos retrasos en el flujo y dependiendo de la zona de la sección transversal, la vegetación puede variar. En general, las márgenes están cubiertas por plantas más densas y de mayor altura; y su tipología puede variar a lo largo de la distribución del curso de agua. Además, este coeficiente se ve afectado por las variaciones en las condiciones geométricas del canal, tanto por los cambios de forma de la sección transversal a lo largo de la longitud, como por el alineamiento o la curvatura del mismo. Por último, otras variables como la profundidad del flujo, el caudal, la sedimentación y socavación y las obstrucciones también pueden modificar el valor del coeficiente.

Entonces, cuando se lleva a cabo la estimación de los parámetros de rugosidad de un canal, no se conoce inicialmente cuál es la variación del coeficiente a lo largo del cauce. En principio, es posible realizar observaciones de campo de las condiciones que se presentan y de los cambios en las características para poder llevar a cabo una primera estimación en forma aproximada de la cantidad de valores que puede tomar la rugosidad a lo largo del canal. Si se llegara a tomar una mayor cantidad de valores, una determinación inicial arrojará valores repetidos o muy similares.

En el caso analizado en el presente trabajo se divide al canal en tramos donde se considera que el coeficiente de rugosidad de Manning n permanece constante. Así, se lleva a cabo la identificación de un conjunto de coeficientes de rugosidad n_i ($i = 1, 2, 3, \dots, J$) para un canal determinado. En la Figura 4.2 se muestran de manera esquemática los tramos determinados por la variación del coeficiente de rugosidad a lo largo del canal.

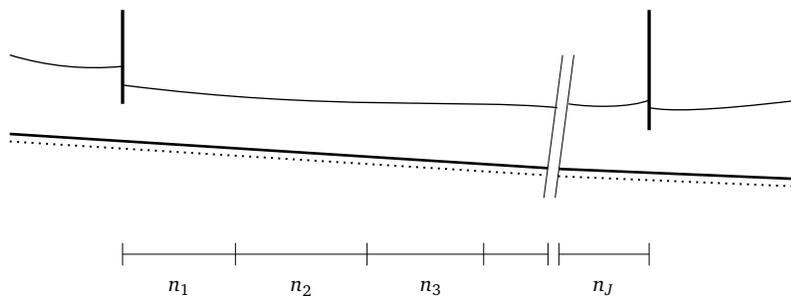


Figura 4.2: Esquema de la división en tramos del canal

4.3. Identificación del coeficiente de transporte en canales de sección compuesta

La rugosidad de los canales puede ser distinta en las diversas partes del perímetro mojado de un canal. Es posible utilizar, por ejemplo, distintos materiales de revestimiento para el fondo del canal y para los laterales. Además, la vegetación de las márgenes y planicies de inundación puede ser muy diferente a la del canal principal. Bajo este tipo de condiciones, las distintas zonas del perímetro mojado se deben representar por diferentes valores del coeficiente de rugosidad de Manning.

Asimismo, los canales naturales generalmente no poseen una sección prismática y/o su forma y dimensiones no permanecen constantes a lo largo de su longitud. Esto provoca que las velocidades promedio del canal principal y de las planicies de inundación puedan ser considerablemente distintas debido a que las profundidades de flujo y los coeficientes de rugosidad son diferentes (Akan, 2006). Como consecuencia, para obtener resultados más precisos, puede ser conveniente la utilización del coeficiente de transporte en lugar del parámetro de rugosidad de Manning.

Para tener en cuenta estas variaciones, primero se debe reescribir la ecuación de Manning (Ecuación 3.11) como se muestra a continuación:

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (4.1)$$

donde K es el *coeficiente de transporte* de la sección del canal y es una medida de la capacidad de transporte de la sección debido a que es proporcional a Q (Chow, 1994).

En canales compuestos, la sección total se descompone en subsecciones de diferentes características (por ejemplo, canal principal y planicies, Figura 4.3) y el transporte se puede definir para cada subsección en forma individual. El valor de K queda entonces definido como:

$$K_i = \frac{A_i^{5/3}}{n_i P_i^{2/3}} \quad (4.2)$$

donde i es el índice que indica la i -ésima subsección. El caudal total Q en la sección compuesta es igual a la suma de las descargas de cada subsección. Si se asume que la pendiente de fricción

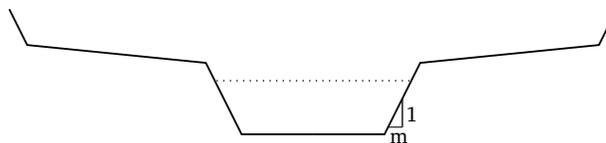


Figura 4.3: Sección transversal compuesta del canal.

es la misma en todas las subsecciones (Akan, 2006, Nguyen y Fenton, 2004) se tiene que:

$$Q = \left(\sum K_i \right) S_f^{1/2} \quad (4.3)$$

En este trabajo, el problema de la identificación de los parámetros de un canal compuesto se plantea como un problema inverso que se resuelve mediante un método de optimización no lineal. Se propone entonces, un método para identificar la capacidad de transporte del canal. Debido a que este concepto involucra al coeficiente de rugosidad de Manning (Ecuación 4.2), bajo este procedimiento, es posible determinar este parámetro en forma indirecta mediante un método menos costoso en términos computacionales. Este concepto puede aplicarse cuando las secciones de un canal no varían excesivamente a lo largo de su longitud.

La determinación de la capacidad de transporte de las secciones de un canal se lleva a cabo a partir de mediciones de la profundidad de flujo. Como se muestra en la Ecuación 4.2, el coeficiente depende del área y del perímetro mojado de la sección. Ambas propiedades, se determinan a partir de la altura del flujo en cada sección transversal.

Nguyen y Fenton (2005b) propusieron una función cúbica que varía con el tirante de flujo, para representar el transporte de la sección de un canal:

$$K = K_1 Y + K_2 Y^2 + K_3 Y^3 \quad (4.4)$$

donde Y es el tirante de agua en la sección y K_1 , K_2 y K_3 son los parámetros a identificar.

4.4. Formulación de los problemas de identificación

La calibración del modelo se lleva a cabo, entonces, mediante una técnica de optimización no lineal. El problema de optimización se plantea mediante la evaluación de una función objetivo $F(x_k)$ (Ecuación 4.6). De esta forma, a través de este procedimiento, se intenta determinar el conjunto de valores x_k que hace mínimo al valor de la función objetivo $F(x_k)$.

La función objetivo $F(x_k)$ calcula el error medio cuadrático entre los valores de profundidad de flujo medidos (Y_m) o caudales (Q_m) y los tirantes (Y_s) o caudales (Q_s) obtenidos mediante el cálculo de las ecuaciones que rigen el flujo no permanente en canales, a partir de conjuntos de

coeficientes propuestos (x_k).

$$x_k = \operatorname{argmin} F(x_k) \quad (4.5)$$

$$F(x_k) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M \left(\frac{X_s(i,j) - X_m(i,j)}{X_m(i,j)} \right)^2}{NM}} \quad (4.6)$$

donde:

$\operatorname{argmin}(x_k)$ es el valor del parámetro x_k que hace mínima la función $F(x_k)$,

X_s es el valor de tirante (Y_s) o caudal (Q_s) de flujo en un punto del canal en un instante determinado, calculado mediante la resolución del sistema de ecuaciones a partir de un conjunto n_l propuesto,

X_m es el valor de tirante (Y_m) o caudal (Q_m) de flujo observado en un punto del canal en un instante determinado,

N es la cantidad de puntos de medición de tirantes de flujo,

M es la cantidad de mediciones temporales de tirantes de flujo.

Para el problema de identificación del parámetro de Manning se proponen tantos valores de n_l como cantidad de valores de rugosidad tenga el canal $x_k = n_l$, $l = 1, 2, 3, \dots, J$ donde J es la cantidad total de estas regiones (Figura 4.2).

El conjunto de posibles valores del parámetro de rugosidad se acota entre ciertas cantidades n_{min} y n_{max} . Además, el conjunto se discretiza para crear un grupo de parámetros factibles formado por un número finito de valores.

Para el caso de identificación del coeficiente de transporte en canales de sección compuesta, se propone la determinación del conjunto de valores $x_k = K_r$, $r = 1, 2, 3$ utilizados en la determinación de la función del coeficiente de transporte (Ecuación 4.4).

Capítulo 5

Control de canales abiertos

Las operaciones de control en canales se llevan a cabo con el fin de lograr determinados estados de flujo en el canal para cumplir con ciertos objetivos. De esta manera es posible controlar las crecidas de los cauces y/o transportar agua hacia diferentes puntos del canal. Las ejecuciones de las acciones de control en un canal gobernado por la gravedad, se realizan mediante la modificación de las condiciones de las estructuras hidráulicas instaladas en el mismo.

En este capítulo se definen diferentes opciones de control de operaciones en canales abiertos. En principio, se propone una metodología para la determinación de las configuraciones de posiciones de compuertas que provocan ciertos valores de caudales erogados en las salidas laterales con el objetivo de cumplir con las demandas de los usuarios. Luego, se pretende minimizar las fluctuaciones en el canal y las alteraciones en las derivaciones que se provocan durante el cambio de estados del flujo a raíz de los movimientos en las estructuras de control. Para esto, se plantea la obtención de configuraciones de movimientos cuyo objetivo final es la variación de las entregas en los canales secundarios minimizando las oscilaciones provocadas.

Por último, se presenta un esquema de control del tipo automático para asegurar que, una vez establecido el estado estacionario deseado, se mantengan los niveles de agua constantes ante perturbaciones de flujo imprevistas.

5.1. Optimización de aperturas de compuertas en estado estacionario

En este caso, las operaciones de compuertas tienen como objetivo conducir al canal de un estado estacionario inicial a un nuevo estado estacionario. Estos ajustes se llevan a cabo con el objetivo de modificar los caudales erogados en una o varias salidas laterales para cumplir con determinadas entregas.

El problema de la determinación del estado estacionario buscado consiste en identificar las

posiciones de las compuertas transversales que permiten la derivación de los caudales laterales deseados (Martorana y Cortínez, 2011). Esta identificación puede realizarse mediante prueba y error, de manera similar a lo explicado para la identificación de ciertos parámetros del canal (Capítulo 4). Para su aplicación en el control de canales, primero se propone un conjunto de aperturas de compuertas b_i ($i = 1, 2, 3, \dots, I$). Luego se determinan los caudales laterales a partir de la resolución de las ecuaciones que gobiernan el sistema y por último se evalúa el error entre caudales obtenidos y medidos mediante error medio cuadrático. Después de esta evaluación, se sugiere otro conjunto de datos de posiciones de compuertas y se repite el procedimiento hasta alcanzar un error aceptable.

Este proceso de prueba y error debería ser complementado con alguna técnica que permita ir dirigiendo la solución a medida que avanzan las iteraciones. Una posibilidad podría ser la utilización de la experiencia. En este sentido, una técnica de optimización minimiza el proceso de búsqueda para acelerar la obtención de una solución satisfactoria.

Este problema se formuló entonces, como una optimización donde las variables a determinar son las aperturas finales de las compuertas transversales del canal. La función objetivo se plantea en este caso, como el error cuadrático medio entre los caudales necesarios en las salidas laterales y los caudales erogados obtenidos bajo una determinada configuración de las posiciones de compuertas transversales.

$$b_i = \operatorname{argmin} G(b_i)$$

$$G(b_i) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^I \left(\frac{Q_s(i) - Q_m(i)}{Q_m(i)} \right)^2}{I}} \quad (5.1)$$

donde:

$\operatorname{argmin}(b_i)$ son los valores de las posiciones de compuertas b_i que hacen mínima la función $G(b_i)$,

i representa el número de compuerta lateral,

b_i (m) son las posiciones finales de las compuertas laterales,

Q_s (m^3/s) es el caudal erogado por la compuerta lateral calculado mediante la resolución del sistema de ecuaciones a partir de una apertura b estimada,

Q_m (m^3/s) es el caudal deseado en la salida lateral,

I es la cantidad de salidas laterales del canal.

5.2. Problemas de control dinámico

5.2.1. Control de canales en estado transitorio

Con el objetivo de evitar o minimizar las fluctuaciones provocadas por la modificación de las condiciones de las estructuras hidráulicas del canal, se pretende conocer las series temporales de aperturas de compuertas que deben ser implementadas durante el estado de flujo transitorio.

Entonces, el problema de control óptimo consiste en hallar funciones temporales que describan los movimientos óptimos de las compuertas. Las variables a determinar son las sucesiones de posiciones de las compuertas transversales $b_i(t)$ donde $i = 1, 2, \dots, I$ es la cantidad de compuertas laterales bajo control. Esto se expresa como:

$$H(b_i(t)) = \int_0^t \int_0^L \sqrt{\left(\frac{Q_s(t) - Q_m(t)}{Q_m(t)}\right)^2} dx dt \quad (5.2)$$

donde:

i representa el número de compuerta lateral,

b_i (m) son las posiciones finales de las compuertas laterales,

Q_s (m^3/s) es el caudal erogado por las compuertas laterales calculado mediante la resolución del sistema de ecuaciones a partir de una b estimada,

Q_m (m^3/s) es el caudal deseado en la salida lateral.

Sin embargo, es posible parametrizar este problema, discretizando la variable incógnita b_i en escalones que representan posiciones de compuerta constantes durante determinado intervalo de tiempo. La cantidad de valores posibles de posiciones de compuertas que se deberán determinar depende de la cantidad de intervalos temporales que se definan (cantidad de movimientos a ejecutar) y del número de compuertas transversales del canal. En este sentido, la cantidad de variables que intervienen en el cálculo y el número de configuraciones de posiciones de compuertas posibles impiden la resolución del problema mediante la técnica de prueba y error. De esta manera, el problema de control óptimo se transforma en uno de optimización.

Para esto, se proponen dos esquemas de movimientos de compuertas (Martorana y Cortínez, 2012). El primer esquema consiste en llevar a cabo determinada cantidad de variaciones en las posiciones de las compuertas durante cierta cantidad de tiempo y simultáneamente en todas las compuertas operadas para este fin. El tiempo total de duración de la operación se divide en intervalos de tiempo constante. Durante cada uno de estos intervalos, las compuertas permanecerán en las posiciones determinadas mediante la optimización.

En la Figura 5.1 se muestra este esquema de movimientos para dos compuertas. El tiempo

total de operación T se divide en intervalos de duración Δt . Los valores $b_0^{C_1}$ y $b_0^{C_2}$ corresponden a las posiciones iniciales de las compuertas mientras que $b_1^{C_1}$ y $b_1^{C_2}$ indican los movimientos iniciales de las estructuras. Cada una de las modificaciones se ejecuta en el mismo momento en ambas compuertas.

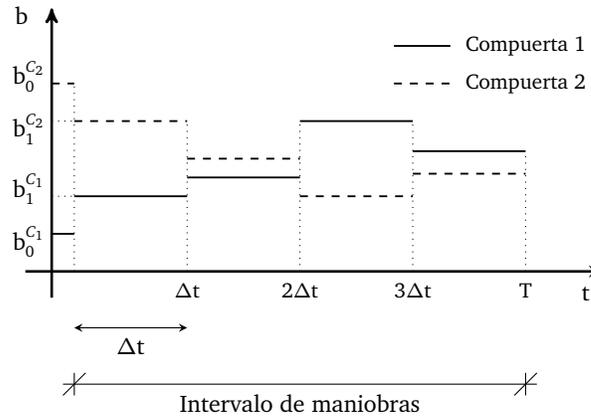


Figura 5.1: Esquema de movimientos de compuerta simultáneos.

El segundo esquema propuesto reside en llevar a cabo los movimientos de las compuertas en forma sucesiva a medida que un operador recorre el canal en determinados intervalos de tiempo. El tiempo total de desarrollo de las tareas de manejo de compuertas se establece en base a la duración del recorrido del operador a lo largo del canal y de la cantidad de movimientos a ejecutar en cada estructura de control. Los intervalos de tiempo en que se aplica cada modificación dependerán de la velocidad del operador al trasladarse a lo largo de las compuertas.

La Figura 5.2 presenta un ejemplo de este esquema para dos compuertas en el que se ejecutan dos movimientos en cada compuerta. El primer movimiento se implementa en la compuerta 1. Luego se recorre la distancia a la compuerta 2 en un tiempo Δt y se modifica su posición. El operador retorna entonces a la compuerta 1 para ejecutar la segunda variación y continúa con el siguiente movimiento de la compuerta 2. Los valores indicados con el subíndice cero representan las posiciones iniciales de las compuertas mientras que los que llevan el subíndice 1 indican el primer movimiento ejecutado en cada compuerta.

Con estos esquemas, el problema de la obtención de una función del tiempo se convierte en uno de determinación de valores discretos. Por lo tanto, el problema se plantea como una optimización cuyas variables a determinar son las aperturas sucesivas necesarias para modificar el caudal derivado por las compuertas laterales. Para ambos esquemas de movimiento propuestos, la función objetivo se plantea como el error cuadrático medio entre los valores de caudales laterales necesarios y los valores de caudales obtenidos con cada serie temporal de aperturas de

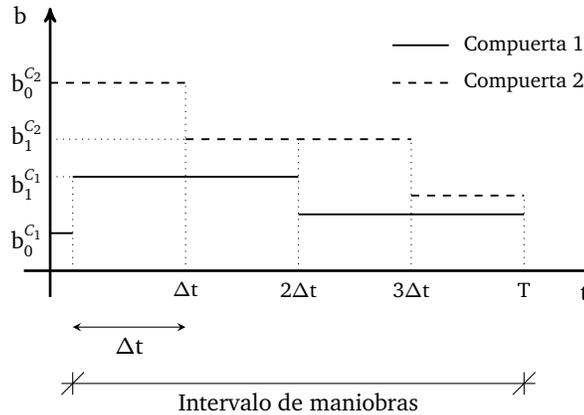


Figura 5.2: Esquema de movimientos de compuerta sucesivos.

compuertas propuesta. Entonces, la Ecuación 5.2 se redefine como:

$$b(i, j) = \operatorname{argmin} G(b(i, j))$$

$$G(b(i, j)) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^I \sum_{j=1}^T \left(\frac{Q_s(i, j) - Q_m(i, j)}{Q_m(i, j)} \right)^2}{I T}} \quad (5.3)$$

donde:

i representa el número de compuerta lateral,

j indica el número de medición temporal,

$b(i, j)$ (m) son las posiciones de las compuertas laterales,

Q_s (m^3/s) es el caudal erogado por las compuertas laterales calculado mediante la resolución del sistema de ecuaciones a partir de una b estimada,

Q_m (m^3/s) es el caudal observado en la salida lateral,

I es la cantidad de salidas laterales del canal,

T es la cantidad de mediciones temporales de los caudales laterales.

5.2.2. Control de niveles de agua

En este caso se intenta que, una vez alcanzado el estado estacionario final deseado con el fin de satisfacer la variación en las demandas laterales, éste se mantenga constante antes perturbaciones imprevistas. Dentro de las perturbaciones que pueden presentarse en forma inesperada se pueden nombrar la apertura o cierre de una derivación lateral, la modificación de los niveles de agua externos o movimientos no programados de estructuras transversales.

Los esquemas de control se pueden dividir en dos grandes grupos: los esquemas basados en

modelos y los que no se basan en éstos. Esta diferenciación marca que en el diseño del regulador es necesario conocer o no el modelo dinámico que aproxima el comportamiento entre las entradas y salidas del proceso a controlar (Ruiz et al., 2004). Entre los controladores que no se basan en modelos, el regulador PID (Proporcional-Integral-Derivativo) es el más utilizado en canales.

El problema del control de niveles de agua en un canal, se formula en este caso como uno de control realimentado aplicado en forma automática. El esquema de control utilizado es similar al que proporciona un regulador PID. Los controladores PID son los más simples y los más ampliamente utilizados (Aström y Hägglund, 1995). La acción de control que llevan a cabo estos sistemas resulta proporcional a la desviación de la variable controlada, a la desviación acumulada y a la velocidad de cambio de la variable. El algoritmo PID puede ser escrito como:

$$b(t) = k_p e(t) + k_{in} \int e(t) dt + k_d \frac{de(t)}{dt} \quad (5.4)$$

donde:

$b(t)$ (m) es la variación temporal de altura de compuerta en metros y representa la acción de control realizada por la estructura,

$e(t)$ (m) es la desviación en función del tiempo y en metros, de la variable a controlar de su valor de referencia,

k_p, k_{in}, k_d son las ganancias proporcional, integradora y derivativa respectivamente.

El término derivativo se utiliza para anticipar la respuesta y el término integrador para eliminar el error estático. Las ganancias del controlador pueden modificarse con el objetivo de mejorar el tiempo de estabilización, reducir el error máximo o minimizar un determinado criterio de desempeño.

La acción derivadora aumenta la complejidad del controlador y lo hace sensible al ruido del sensor sin que mejore drásticamente su desempeño en los casos de sistemas con retardo (Aström y Hägglund, 1995). Esta se utiliza cuando, en un proceso lento, la acción debe ejecutarse tan pronto como sea posible luego de una perturbación o de lo contrario el tiempo de recuperación será demasiado largo. Normalmente no se utiliza en algoritmos de control de canales debido a la dificultad que existe para calibrarlo correctamente (Burt et al., 1998). Esto conduce a la simplificación del regulador a un controlador PI:

$$b(t) = k_p e(t) + k_{in} \int e(t) dt \quad (5.5)$$

Aún siendo un controlador simple, tiene la habilidad de reaccionar a los errores (acción proporcional) y de rechazar perturbaciones estáticas (acción integral) (Litrico y Fromion, 2009).

La dificultad principal del controlador PI reside en la obtención de las ganancias adecuadas

para su correcta calibración. Un método general para la calibración del controlador PI es la técnica de prueba y error (Aström y Hägglund, 1995). Sin embargo, debido a la interconexión de los tramos que provoca la influencia entre sí de los controladores de cada sector del canal, esta metodología no garantiza el carácter de óptimo global de la solución obtenida.

La calibración de todos los controladores de un canal se realiza en este caso, de forma simultánea para una serie dada de perturbaciones generadas en el flujo del canal. Estos alejamientos del funcionamiento normal de un canal pueden ser ocasionados por el movimiento no previsto de las estructuras del canal, tanto de las transversales como de las estructuras laterales de derivación. Asimismo, pueden ocurrir variaciones en las condiciones externas del canal, ya sea aguas arriba o aguas abajo del mismo, que provocan variaciones de las condiciones del flujo.

Este problema se plantea como una optimización donde las variables a determinar son las ganancias correspondientes de cada controlador de las compuertas. Para resolver esto, se plantea la función objetivo como el error cuadrático medio entre los valores de caudales laterales necesarios y los valores obtenidos con distintos valores de ganancias (Ecuación 5.6)

$$k_{p_h}, k_{i_{n_h}} = \operatorname{argmin} L(k_{p_h}, k_{i_{n_h}})$$

$$L(k_{p_h}, k_{i_{n_h}}) = \sqrt{\frac{\sum_{r=1}^P \sum_{h=1}^I \sum_{j=1}^T \left(\frac{Q_s(i,j,r) - Q_m(i)}{Q_m(i)} \right)^2}{I P T}} \quad (5.6)$$

donde:

h representa el número de compuerta lateral,

j indica el número de medición temporal,

r es el número perturbación aplicada,

k_{p_h} y $k_{i_{n_h}}$ son las ganancias proporcionales e integradoras respectivamente,

$\operatorname{argmin} L(k_{p_h}, k_{i_{n_h}})$ son los valores de ganancias k_{p_h} y $k_{i_{n_h}}$ que hacen mínima la función $L(k_{p_h}, k_{i_{n_h}})$,

Q_s (m^3/s) es el caudal erogado por las compuertas laterales,

Q_m (m^3/s) es el caudal lateral necesario,

P es la cantidad de perturbaciones simuladas,

I es la cantidad de salidas laterales del canal,

T es la cantidad de mediciones temporales de los caudales laterales.

Los valores posibles de ganancias para cada controlador k_{p_h} y $k_{i_{n_h}}$ donde h es la compuerta correspondiente utilizados por la optimización son generados a partir de un conjunto acotado y discreto previamente determinado.

Capítulo 6

Formulación general del problema: resolución computacional

6.1. Formulación general del problema

Los problemas de identificación y control planteados anteriormente se formulan de manera unificada como problemas de optimización no lineal. Como se ha mostrado, las variables de diseño del problema se pueden parametrizar de tal manera que corresponden a un conjunto de variables discretas que deben ser determinadas (coeficientes de rugosidad, aperturas de compuertas, etc).

En este sentido, los valores óptimos de las variables son aquellos que hacen mínima una función objetivo. Esta función evalúa la diferencia en sentido de mínimos cuadrados de ciertas variables de respuesta medidas o deseadas según se trate de un problema de identificación o de control respectivamente, y las determinadas mediante simulaciones computacionales a partir de valores de prueba de las variables de diseño.

El problema de optimización se formula como:

$$\min J(x_i),$$

$$x_i = \text{ver Tabla 6.1, } x_{\min} < x_i < x_{\max}$$

s.a. :

$$\text{SV: } \begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0, \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g A \frac{\partial h}{\partial x} + g A S_f = 0, \end{cases} \quad (6.1)$$

$$\text{CI: } h(x, t = 0) = h_t \text{ y } Q(x, t = 0) = Q_t \text{ para } 0 \leq x \leq L, \quad (6.2)$$

$$\text{CB: } Q(x = 0, t) = Q_0(t) \text{ o } h(x = 0, t) = h_0(t) \text{ para } t \geq 0,$$

$$Q(x = L, t) = Q_L(t) \text{ o } h(x = L, t) = h_L(t) \text{ para } t \geq 0, \quad (6.3)$$

$$\text{Compuerta flujo libre: } Q = C_d \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (Y_1 - b/2)},$$

$$\text{Compuerta flujo ahogado: } Q = C_d \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (Y_1 - Y_2)},$$

$$\text{Vertedero de pared delgada: } Q = C_v \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (Y_1 - p)^{3/2}.$$

Problema	x_i	$J(x_i)$
Identificación de coef. de rugosidad n	n_l	Ec. 4.6
Identificación de coef. de transporte K	K_r	Ec. 4.6
Optimiz. de apert. en estado estacionario	$b(i)$	Ec. 5.1
Control en estado transitorio	$b(i, j)$	Ec. 5.3
Control de niveles de agua	$k_{p_h}, k_{i_{n_h}}$	Ec. 5.6

(Nota: i , variable de posición; j , variable temporal)

Tabla 6.1: Variables y ecuaciones de los problemas resueltos

El esquema de resolución computacional general se muestra en la Figura 6.1. El algoritmo comienza iniciando el conteo de la iteración $k = 1$. Luego se generan los valores de las variables a identificar. Estos conjuntos de valores surgen dentro del método de optimización B.1 detallado en la Sección 6.3.3 y esquematizado en la Figura 6.3 .

A partir de estos valores, se ejecuta el algoritmo de simulación hidrodinámica de flujo en canales (Algoritmo A, Figura 6.2) comentado en la Sección 6.2.4. Este cálculo permite obtener los valores necesarios para componer la función objetivo correspondiente a cada caso estudiado. Asimismo, la función objetivo incluye los valores de las variables obtenidas por medio de mediciones directas o los de las establecidas de acuerdo a las demandas a satisfacer.

La evaluación de la función resultante se lleva a cabo mediante el algoritmo de optimización. El proceso que ejecuta en este paso se muestra en forma detallada en el algoritmo del método de recocido simulado (Sección 6.3.3). De esta evaluación surgen los conjuntos de parámetros buscados de acuerdo con el criterio de aceptación del método de optimización (Figura 6.3, proceso B.2).

Seguidamente, el proceso verifica el criterio de finalización del algoritmo. Si el número de iteración en progreso es menor que el valor máximo establecido k_{max} , aumenta en uno el valor de k y se repite el proceso a partir de la generación de variables. Si $k = k_{max}$, el algoritmo finaliza.

La solución de los problemas de optimización se obtiene entonces, mediante la combinación de una técnica de resolución de las ecuaciones de Saint Venant denominada método de diferencias finitas (Sección 6.2, proceso A) y un método de optimización matemático conocido como

método de recocido simulado (Sección 6.3, proceso B). A continuación se describe cada proceso en forma aislada.

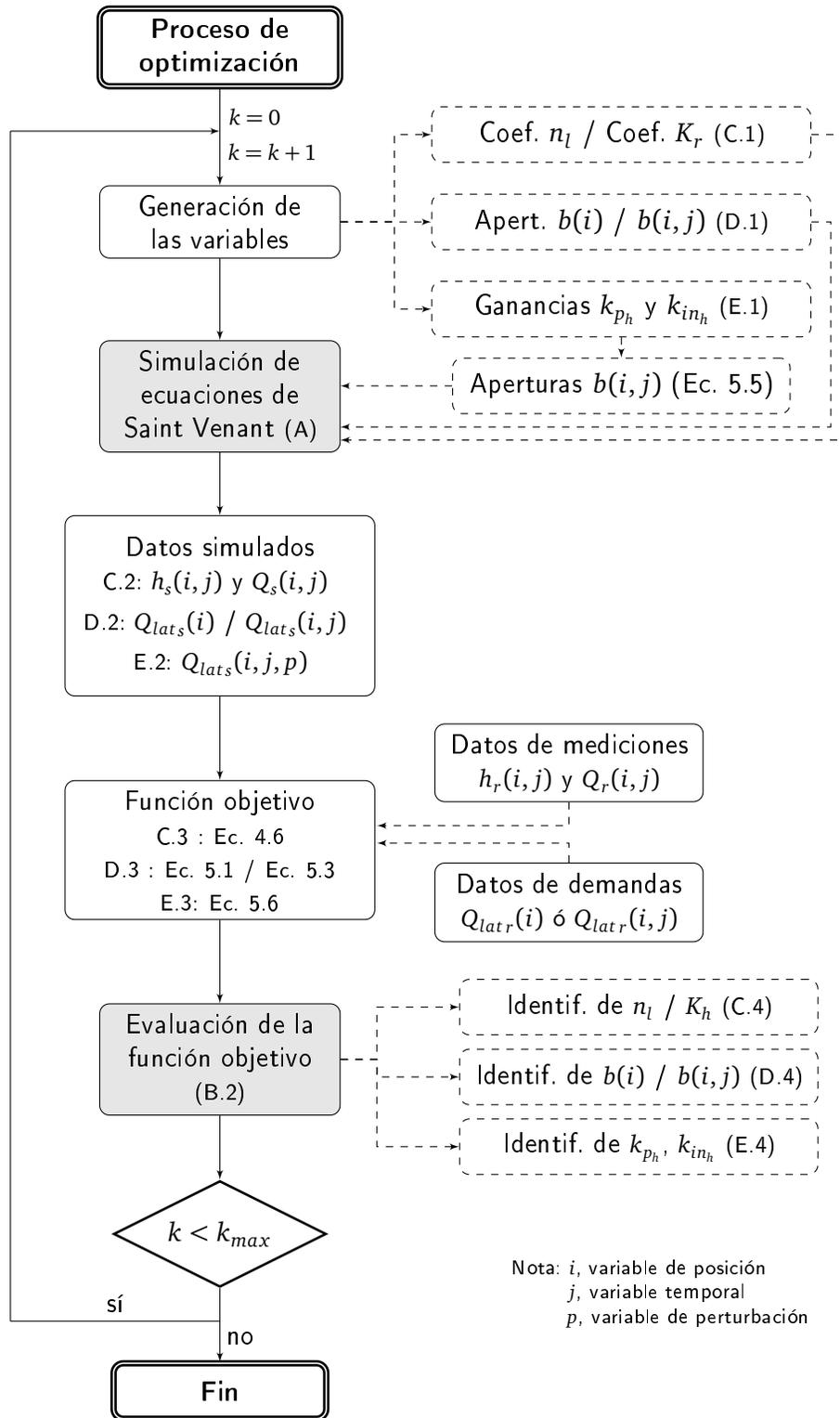


Figura 6.1: Diagrama de flujo general de los procesos de optimización

6.2. Método de simulación hidrodinámica (Proceso A)

El método de diferencias finitas consiste en reemplazar directamente las derivadas de una ecuación por las fórmulas aproximadas en la forma de ecuaciones en diferencias. Existe gran variedad de fórmulas aproximantes que pueden ser utilizadas para transformar las ecuaciones diferenciales parciales.

Estas expresiones pueden ser derivadas usando un enfoque general que puede observarse en Fletcher (1991) (Szymkiewicz, 2010). La expresiones más simples para las aproximaciones en diferencias finitas se derivan de la expansión en serie de Taylor.

6.2.1. Ecuaciones de Saint Venant en diferencias finitas

Se considera el sistema de ecuaciones de Saint Venant formado por las Ecuaciones 6.1 junto con las respectivas condiciones iniciales (Ecuación 6.2) y condiciones de borde (Ecuación 6.3). A continuación se sintetiza la metodología de resolución presentada en Akan (2006).

Sustituyendo las aproximaciones de las variables y de sus derivadas en diferencias finitas (Anexo A, Ecuaciones A.4 a A.10), se obtiene la ecuación dinámica y la ecuación de continuidad (Ecuaciones 6.1) en diferencias finitas:

$$\begin{aligned}
 & \frac{(Q_{i+1}^{n+1} + Q_i^{n+1}) - (Q_{i+1}^n + Q_i^n)}{2\Delta t} + \theta \frac{[(Q_{i+1}^{n+1})^2/A_{i+1}^{n+1}] - [(Q_i^{n+1})^2/A_i^{n+1}]}{\Delta x} + \\
 & (1 - \theta) \frac{[(Q_{i+1}^n)^2/A_{i+1}^n] - [(Q_i^n)^2/A_i^n]}{\Delta x} + g\theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})(h_{i+1}^{n+1} - h_i^{n+1})}{2\Delta x} \\
 & + g(1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)(h_{i+1}^n - h_i^n)}{2\Delta x} + g\theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})(S_f)_{i+1}^{n+1} + (S_f)_i^{n+1}}{2} + \\
 & g(1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)(S_f)_{i+1}^n + (S_f)_i^n}{2} = 0, \quad (6.4)
 \end{aligned}$$

$$\frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1}) - (A_{i+1}^n + A_i^n)}{2\Delta t} + \frac{\theta(Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1}) + (1 - \theta)(Q_{i+1}^n - Q_i^n)}{\Delta x} = 0. \quad (6.5)$$

El valor del factor de peso θ varía entre 0 y 1. Un factor de peso $\theta = 1$ produce un esquema completamente implícito (Baltzler y Lai, 1968) y un factor $\theta = 0.5$ produce el esquema *caja* (Amein, 1968). El esquema implícito de cuatro puntos es incondicionalmente estable para $0.5 \leq \theta \leq 1$ y la precisión crece si se escoge un factor θ cercano a 0.5 (French, 1988). En este caso se utiliza el valor $\theta = 0.55$ recomendado por Fread (1978) para ondas de flujo.

6.2.2. Condiciones iniciales y de borde en diferencias finitas

A continuación se muestran las condiciones iniciales y las condiciones de borde utilizadas en este trabajo en términos de diferencias finitas. Las mismas fueron comentadas en las Secciones (3.4) y (3.5) respectivamente (Akan (2006)).

Condiciones iniciales

- *Tirante de flujo.* Se imponen niveles de tirantes conocidos h_t en todos los puntos de la grilla ($i = 1, 2, \dots, N$) en el tiempo inicial 1.

$$h_i^1 = h_t.$$

- *Caudal.* Se establecen los valores caudales en el instante inicial Q_t ($t = 1$) para todos los puntos del canal ($i = 1, 2, \dots, N$).

$$Q_i^1 = Q_t.$$

Condiciones de borde

- *Hidrograma aguas arriba.* Para representar la entrada de caudal en el extremos aguas arriba del canal se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_1^{n+1} - Q_{up}^{n+1} = 0, \quad (6.6)$$

donde Q_{up}^{n+1} es la entrada de flujo en el tiempo $n + 1$ y el subíndice 1 refiere al punto inicial de la grilla.

- *Flujo normal aguas abajo.* En el caso de canales largos es posible asumir que el flujo es normal en el extremo aguas abajo. Esto quiere decir que la pendiente de fricción S_f es paralela a la pendiente longitudinal del canal S_0 :

$$(S_f)_N^{n+1} - S_0 = 0, \quad (6.7)$$

donde S_0 es la pendiente longitudinal del canal y el subíndice N refiere al punto final de la grilla

- *Compuerta deslizante intermedia.* Este tipo de estructura hidráulica divide a un canal en varios tramos. Su expresión en términos de diferencias finitas es:

$$Q^{n+1} - C_d \cdot a \cdot b \sqrt{2 \cdot g \cdot (Y_u^{n+1} - Y_d^{n+1})} = 0, \quad (6.8)$$

donde Y_u e Y_d son los tirantes aguas arriba y aguas abajo de la compuerta respectivamente, a es el ancho del canal; b es la apertura de la compuerta; C_d es el coeficiente de la compuerta y g es la fuerza de gravedad.

6.2.3. Procedimiento de solución numérica

Las incógnitas involucradas en las ecuaciones formuladas en diferencias finitas bajo el esquema implícito mostrado anteriormente son: Q_i^{n+1} y h_i^{n+1} para $i = 1, 2, 3, \dots, N$. El resto de los términos son conocidos por las condiciones iniciales o por los resultados de los cálculos de los pasos temporales anteriores. Entonces, las Ecuaciones 6.4 y 6.5 pueden expresarse simbólicamente como:

$$\begin{aligned} M_i[Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] &= 0, \\ C_i[Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] &= 0. \end{aligned}$$

donde M_i y C_i son las ecuaciones de momentum y de continuidad en forma de diferencias finitas respectivamente para el flujo en un canal entre los nodos i e $i + 1$.

Luego, si las expresiones para las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo del canal identificadas como B_1 y B_N respectivamente, se acoplan con las expresiones para todos los puntos internos del canal, es decir, para $i = 1$ a $(N - 1)$, se obtiene un total de $2N$ ecuaciones algebraicas no lineales con $2N$ incógnitas como se muestra en el conjunto de expresiones (6.9).

Para resolver simultáneamente este conjunto de $2N$ ecuaciones con $2N$ incógnitas puede utilizarse un método iterativo general de Newton. El cálculo de este proceso iterativo comienza asignando una serie de valores de prueba a las incógnitas Q_i^{n+1} y h_i^{n+1} para $i = 1, 2, \dots, N$. Al sustituir estos valores de prueba en las Ecuaciones 6.9 se obtienen los valores residuales $rB_1, rM_1, rC_1, rM_2, rC_2, \dots, rM_i, rC_i, \dots, rM_{N-1}, rC_{N-1}$ y rB_N . Estos residuos poseen un valor distinto de cero, ya que los valores de prueba asignados a las incógnitas probablemente no son los valores reales. En la iteración siguiente, se prueban nuevos valores para las incógnitas Q_i^{n+1} y h_i^{n+1} para $i = 1, 2, \dots, N$ con el objetivo de acercar los valores residuales a cero. Esto se consigue calculando las correcciones ΔQ_i y Δh_i para $i = 1, 2, \dots, N$ de manera tal que las derivadas de las funciones $B_1, M_1, C_1, M_2, C_2, \dots, M_i, C_i, \dots, M_{N-1}, C_{N-1}$ y B_N sean iguales al valor negativo de los residuos.

Las expresiones correspondientes a cada término de las ecuaciones algebraicas resultantes mediante esta metodología de solución se muestran en el Anexo A, Sección A.3.1. Estas ecuaciones forman un sistema de $2N$ ecuaciones lineales algebraicas con $2N$ incógnitas, ΔQ_i y Δh_i para $i = 1, 2, \dots, N$ que se resuelve por medio de cualquier método de matrices inversas como por ejemplo, el método de eliminación de Gauss.

6.2.4. Implementación del método de diferencias finitas

Los pasos llevados a cabo para la aplicación del método de diferencias finitas utilizado para resolución de las ecuaciones que describen el flujo no permanente de canales, se muestran en la

$$\begin{aligned}
& B_1[Q_1^{n+1}, h_1^{n+1}] = 0 \\
& M_1[Q_1^{n+1}, h_1^{n+1}, Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}] = 0 \\
& C_1[Q_1^{n+1}, h_1^{n+1}, Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}] = 0 \\
& M_2[Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}, Q_3^{n+1}, h_3^{n+1}] = 0 \\
& C_2[Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}, Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}] = 0 \\
& \dots\dots\dots \\
& \dots\dots\dots \\
& M_i[Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] = 0 \\
& C_i[Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] = 0 \\
& \dots\dots\dots \\
& \dots\dots\dots \\
& M_{N-1}[Q_{N-1}^{n+1}, h_{N-1}^{n+1}, Q_N^{n+1}, h_N^{n+1}] = 0 \\
& C_{N-1}[Q_{N-1}^{n+1}, h_{N-1}^{n+1}, Q_N^{n+1}, h_N^{n+1}] = 0 \\
& B_N[Q_N^{n+1}, h_N^{n+1}] = 0
\end{aligned} \tag{6.9}$$

Figura 6.2. A continuación se comentan los pasos que deben realizarse.

1. Se discretiza el canal de longitud L en N puntos espaciales y el tiempo de cálculo T en M puntos temporales. Se establecen las condiciones iniciales: $h(x, t = 0) = h_t$ y $Q(x, t = 0) = Q_t$ para $0 \leq x \leq L$ y las condiciones de borde $h(x = 0, t) = h_0(t)$ o $Q(x = 0, t) = Q_0(t)$ y $h(x = L, t) = h_L(t)$ o $Q(x = L, t) = Q_L(t)$ para $t \geq 0$.
2. Se comienza la iteración temporal $j = 1$ hasta M . Las variables en todos los puntos espaciales del canal en el tiempo siguiente se igualan a los valores de las variables en el tiempo anterior.
3. Se calculan las expresiones de las variables y de sus derivadas en diferencias finitas. Estas expresiones se muestran en el Anexo A, Sección A.2.
4. Se inicia el proceso de cálculo del Método de Newton. Para esto se calculan las expresiones C_i , M_i , B_1 , B_N y sus derivadas (Anexo A, Ecuaciones A.11 a A.22)
5. Se arma la matriz de coeficientes y los vectores de incógnitas y de residuos (Anexo A, Ecuación A.26) Se resuelve por un método de matriz inversa como el método de eliminación de Gauss.
6. Se comparan los valores obtenidos de Δh_i y ΔQ_i con los valores de tolerancia fijados para el método. Si se obtienen valores menores a la tolerancia, se toman como el resultado de las variables. Si son mayores, se recalculan las variables mediante las

Ecuaciones A.24 y A.25 (Anexo A) y se retorna al paso 3.

7. Se evalúa si el número de pasos temporales es mayor al valor máximo establecido. Si $j < M$, se retorna al paso 2; si no, finaliza el algoritmo.

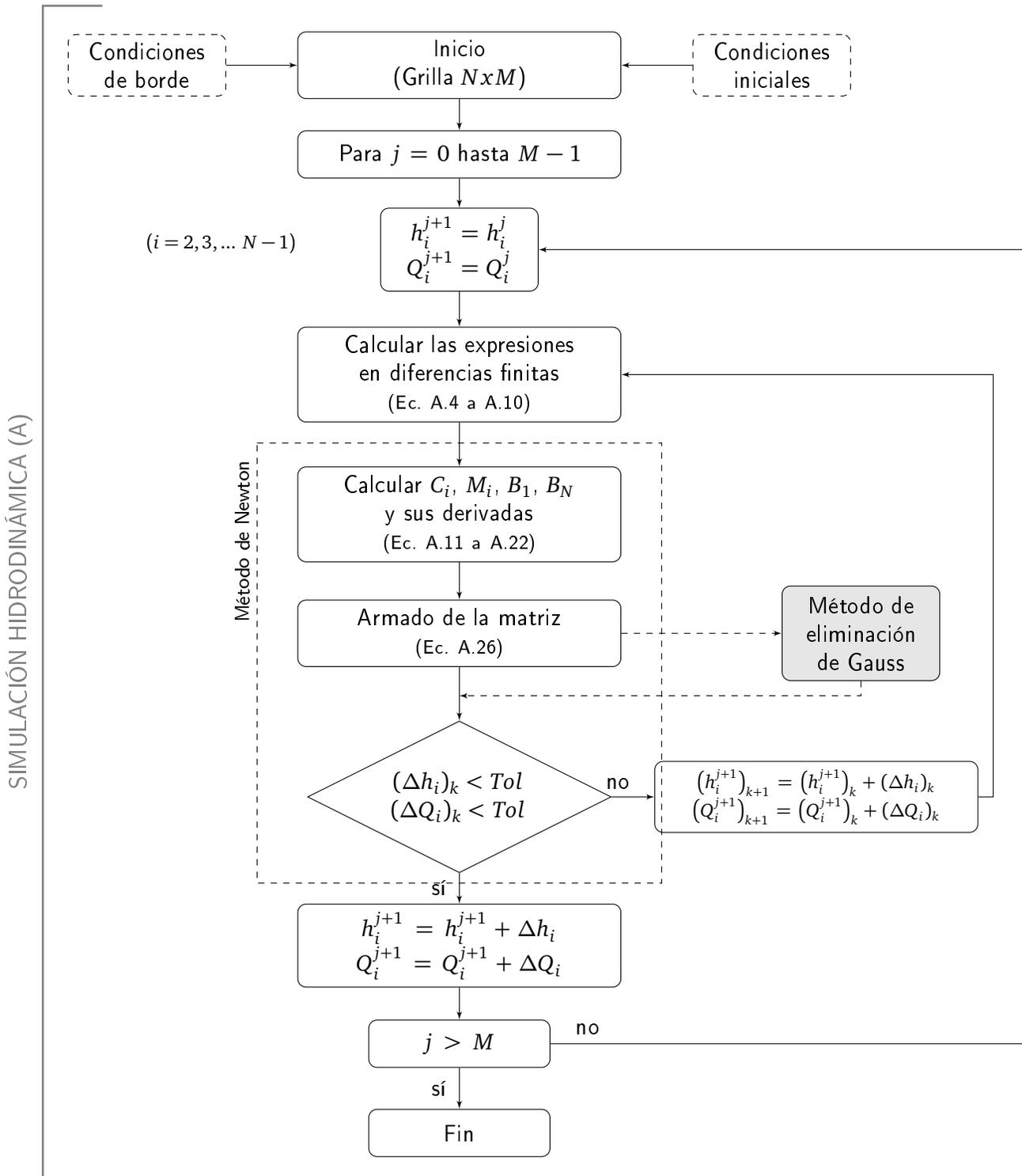


Figura 6.2: Diagrama de flujo de solución del método de diferencias finitas

6.3. Método de optimización (Proceso B)

6.3.1. Búsquedas locales y globales

Muchos problemas de la ingeniería pueden ser modelados mediante la minimización o maximización de una función de costo sobre una serie finita de variables discretas. Sin embargo, en estos problemas, en general no es posible comprobar si se ha conseguido una solución óptima en un número de pasos determinado. En muchos casos es posible comprobarlo comparando la solución con todo el conjunto de soluciones del problema, pero como el conjunto de soluciones crece exponencialmente con el tamaño del problema, la comprobación no se puede llevar a cabo en un tiempo aceptable.

Debido a que para la resolución de estos problemas no existe ningún algoritmo que permita determinar la solución óptima en un tiempo admisible, se utilizan algoritmos heurísticos para encontrar soluciones aproximadas en tiempos computacionales pequeños. Un *algoritmo heurístico* es un procedimiento de búsqueda de soluciones cuasi-óptimas a un costo computacional razonable, que no es capaz de garantizar la optimalidad de las soluciones empleadas ni determinar a qué distancia de la solución óptima se encuentra la solución obtenida (Reeves, 1984).

Los algoritmos de búsqueda local pertenecen al grupo de algoritmos heurísticos (Aarts y Lestra, 2003). Estos procedimientos, utilizan transformaciones o movimientos para recorrer el espacio de soluciones alternativas por medio de la transformación en forma iterativa de las soluciones de partida. En estos casos, la regla introducida iterativamente para mejorar la solución del problema se obtiene en base a soluciones vecinas a la que realiza la búsqueda.

La desventaja fundamental de utilizar algoritmos de búsqueda local es que fácilmente pueden quedar atrapados en un mínimo local que no puede ser mejorado mediante el análisis de su entorno. Para evitar este problema manteniendo la idea de la obtención de mejores soluciones en base al estudio de su vecindad, se introduce el concepto de extender la búsqueda local para continuarla más allá de los óptimos locales, es decir realizar una *búsqueda global*.

Los algoritmos de búsqueda global incorporan ciertas reglas en la búsqueda para permitirle al algoritmo escapar de mínimos locales. Uno de estos criterios de escape consiste en llevar a cabo, de manera controlada, movimientos o transformaciones que no producen una mejora de la solución. Estos posibles movimientos que deterioran la solución pueden ser controlados mediante criterios de aceptación estocásticos.

El Método de Recocido Simulado, es uno de los mejores algoritmos de búsqueda global que se conoce debido a que funciona muy bien y puede aplicarse ampliamente (Aarts y Lestra, 2003). Es el exponente más importante de este tipo de estrategia heurística mejorada de búsqueda estocástica donde la probabilidad de aceptación es una función exponencial del empeoramiento producido (Melián et al., 2003).

6.3.2. Método de Recocido Simulado

El Método de Recocido Simulado es un procedimiento metaheurístico de búsqueda probabilística. En éste se propone controlar la aceptación de movimientos que no deriven en una mejora de la función evaluada. Para esto, se utiliza una probabilidad de aceptación de nuevas soluciones peores que es función exponencial de la modificación de la función objetivo.

Los conceptos que utiliza el método de recocido simulado fueron introducidos a principios de los años '80 por Kirkpatrick (1983) e independientemente por Černý (1985). El recocido de metales consiste en calentar un metal por sobre su punto de derretimiento y luego dejarlo enfriar de manera tan lenta que sus átomos altamente excitados se pueden ordenar en un estado de mínima energía provocando así un cristal con estructura regular. Esto se debe a que durante la fase líquida las partículas se acomodan a sí mismas aleatoriamente, mientras que en el estado fundamental del sólido, las partículas se acomodan en una red altamente estructurada, cuyo estado de energía es mínimo. El estado fundamental del sólido se obtiene sólo si el valor máximo de temperatura es suficientemente alto y el enfriamiento se lleva a cabo lo suficientemente lento (Aarts et al., 2005).

En este sentido, el procedimiento iterativo que se utiliza para resolver problemas de optimización combinatoria, se lleva a cabo como un proceso de reordenamiento microscópico en donde la función de costo juega el mismo papel que la energía en el recocido de metales. De esta forma, la aceptación de soluciones que únicamente mejoran la función objetivo produce un efecto similar al descenso rápido de la temperatura en el recocido, pudiendo provocar así soluciones que no corresponden a un mínimo global.

Con el objetivo de evitar que el algoritmo quede atrapado en un mínimo local, se introduce un proceso de la mecánica estadística, mediante el cual los pasos que producen valores mayores de la función objetivo también pueden ser incorporados en la búsqueda. Para esto, Metropolis et al. (1953) introdujeron un algoritmo simple en el cual, en cada paso, se le da a un átomo un desplazamiento aleatorio pequeño y se calcula el cambio resultante en la energía E del sistema. Si $\Delta E \leq 0$, el desplazamiento se acepta y la configuración resultante del átomo desplazado es utilizada para el punto de partida del próximo paso. Si $\Delta E > 0$, el caso es tratado probabilísticamente. Por tanto, la probabilidad de que la nueva configuración sea aceptada es:

$$P(\Delta E) = e^{(-\Delta E/k_B T)},$$

donde E es la energía, T es la temperatura y k_B es la constante de Boltzmann. Para implementar la parte aleatoria de este algoritmo, resulta conveniente utilizar números aleatorios uniformemente distribuidos en el intervalo $[0,1)$. Uno de estos números es seleccionado y comparado con $P(\Delta E)$. Si este es menor a $P(\Delta E)$, se acepta la nueva configuración; si no, se utiliza la original para comenzar el siguiente paso. Repitiendo estos pasos muchas veces, se consigue simular el movimiento térmico de los átomos en contacto con un baño de calor a cierta temperatura T .

Esta elección de $P(\Delta E)$ tiene como consecuencia que el sistema evoluciona en una distribución probabilística de Boltzmann.

En relación al método de recocido simulado, el procedimiento Metropolis genera una población de configuraciones de un problema de optimización y la temperatura T representa un parámetro de control. El recocido simulado consiste entonces en derretir el sistema que está siendo optimizado a una temperatura alta y luego disminuir la temperatura en pasos lentos hasta que el sistema alcanza un estado estable.

6.3.2.1. Algoritmo general del Método de Recocido Simulado

La forma general del algoritmo de optimización se describe a continuación:

1. Se elige un valor de Temperatura T_0 lo suficientemente grande.
2. Se elige un vector inicial del parámetro x_0 , es decir, un punto en el espacio de búsqueda.
3. Se evalúa la función de objetivo para el parámetro inicial, $J(x_0)$.
4. Se inicia el conteo de iteraciones para $k = 1, 2, \dots$
5. Se genera un nuevo punto en el espacio de búsqueda x_n , que posee una desviación del punto anterior $\Delta x_k = x_n - x_{k-1}$. Este punto es generado mediante la función de densidad de probabilidad de generación $g(\Delta x_k, T_k)$.
6. Se evalúa el valor de la función objetivo con los nuevos parámetros $J(x_n)$.
7. Se acepta este punto nuevo de acuerdo a una probabilidad de aceptación $h(\Delta J_k, T_k)$ donde $\Delta J_k = f(x_n) - J(x_{k-1})$, es decir, se hace $x_k = x_n$ o se mantiene el punto anterior, $x_k = x_{k-1}$.
8. Se disminuye la temperatura según el esquema de recocido T_k .
9. Se prueba el criterio de finalización y según el resultado, se vuelve al paso 4 o se concluye.

6.3.2.2. Elementos del algoritmo

Temperatura

El algoritmo comienza con un valor inicial T_0 de temperatura cuya elección no resulta sencilla debido a que todos los problemas no lineales son diferentes. Se requiere entonces una aproximación mediante prueba y error para establecer el valor inicial correcto.

Este parámetro, determina la compensación inicial entre el carácter global y el carácter local

de la búsqueda. Si se elige un valor demasiado alto, la convergencia es muy lenta y si se selecciona un valor muy pequeño, el algoritmo se concentra muy rápido en el entorno del punto inicial x_0 .

Generación de paso

La función de densidad de probabilidad de generación produce nuevos puntos en el espacio de búsqueda. Esta función posee dos características fundamentales:

- i. Existe más probabilidad que se produzcan cambios pequeños que cambios grandes.
- ii. Los cambios grandes son más comunes para temperaturas altas que para temperaturas bajas

Por lo tanto, el algoritmo comienza analizando parámetros en un amplio entorno del espacio y a medida que la temperatura decrece, se va concentrando en una región cada vez más reducida.

Probabilidad de aceptación

Con el objetivo de escapar a mínimos locales, el algoritmo de recocido simulado acepta nuevos parámetros del entorno que producen un deterioro de la función objetivo. La aceptación de este tipo de puntos se realiza en forma limitada de acuerdo a cierta probabilidad. La función de probabilidad de aceptación, posee las siguientes propiedades (Nelles, 2001):

- i. Existe mayor probabilidad de aceptar puntos que mejoran la solución que puntos que deterioran la solución.
- ii. La probabilidad de aceptación de puntos peores es más alta a temperaturas grandes que a temperaturas pequeñas.

Esquema de enfriamiento

Es de gran importancia para la convergencia del algoritmo, que el esquema de enfriamiento provoque una disminución de temperatura lo suficientemente lenta. Existen dos maneras de realizar el proceso de enfriamiento. Por un lado, es posible llevar a cabo la disminución de la temperatura con cada iteración, de manera tal que a un número alto de iteraciones, la temperatura tiende a cero.

Por otro lado, un esquema de enfriamiento más rápido se logra esperando que el sistema llegue a un estado estacionario antes de realizar la modificación de la temperatura (Moreno Díaz et al., 2002). El proceso de enfriamiento debe permitir que se realice una amplia exploración del espacio de búsqueda durante el comienzo y que se vaya reduciendo a medida que transcurren las iteraciones.

6.3.3. Implementación del algoritmo de Recocido Simulado

El algoritmo de recocido simulado implementado en la resolución de los problemas de optimización planteados en los capítulos anteriores (Capítulo 4 y 5), se muestra a continuación. Este procedimiento también se programó bajo el entorno *MATLAB*. El algoritmo se extrajo del texto "*Applied Numerical Methods Using Matlab*" (Yang, 2005).

En el inicio del algoritmo, es necesario configurar ciertos parámetros generales e iniciales. Estas variables son:

- x_0 : Punto inicial. Este parámetro corresponde a la solución inicial y su valor depende del problema que se esté analizando,
- u, l : Límites del dominio de búsqueda de posibles soluciones,
- k_{max} : Número máximo de iteraciones,
- q : Factor de enfriamiento ($q > 0$).

A continuación se muestra un esquema del algoritmo (Figura 6.3) y se describen los pasos que deben realizarse:

1. Se prueba el valor inicial como primera solución del problema. Este valor corresponde a la solución mínima hasta el momento y por lo tanto, el valor de la función objetivo, $f(x_0) = f(x) = f^0$ es la función objetivo mínima.
2. Se inicia el conteo de iteraciones $k = 1, 2, \dots$. Luego se genera un vector aleatorio y de distribución uniforme $U[-1, 1]$ para calcular la expresión de $g(y)$:

$$g_{\mu}^{-1}(y) = \frac{(1 + \mu)^{|y|} - 1}{\mu} \text{signo}(y) \text{ para } |y| \leq 0, \quad (6.10)$$

donde:

$$\mu = 10^{C(1/T)^q}. \quad (6.11)$$

En la Ecuación 6.11, C es un factor de escala para la generación de la siguiente solución de prueba, q es el factor de enfriamiento y T es la temperatura cuya expresión es:

$$T = \frac{k_{max}}{k},$$

donde k es el número de iteraciones. Puede observarse que el factor q establece la velocidad de enfriamiento del algoritmo. Una vez obtenido el valor de la función $g(y)$, se calcula el paso Δx :

$$\Delta x = g(y)(u - l).$$

Del análisis de las expresiones es posible notar que el tamaño del paso varía a medida que aumenta la cantidad de iteraciones. Una vez creado el paso, se calcula la nueva solución: $x_1 = \Delta x + x$.

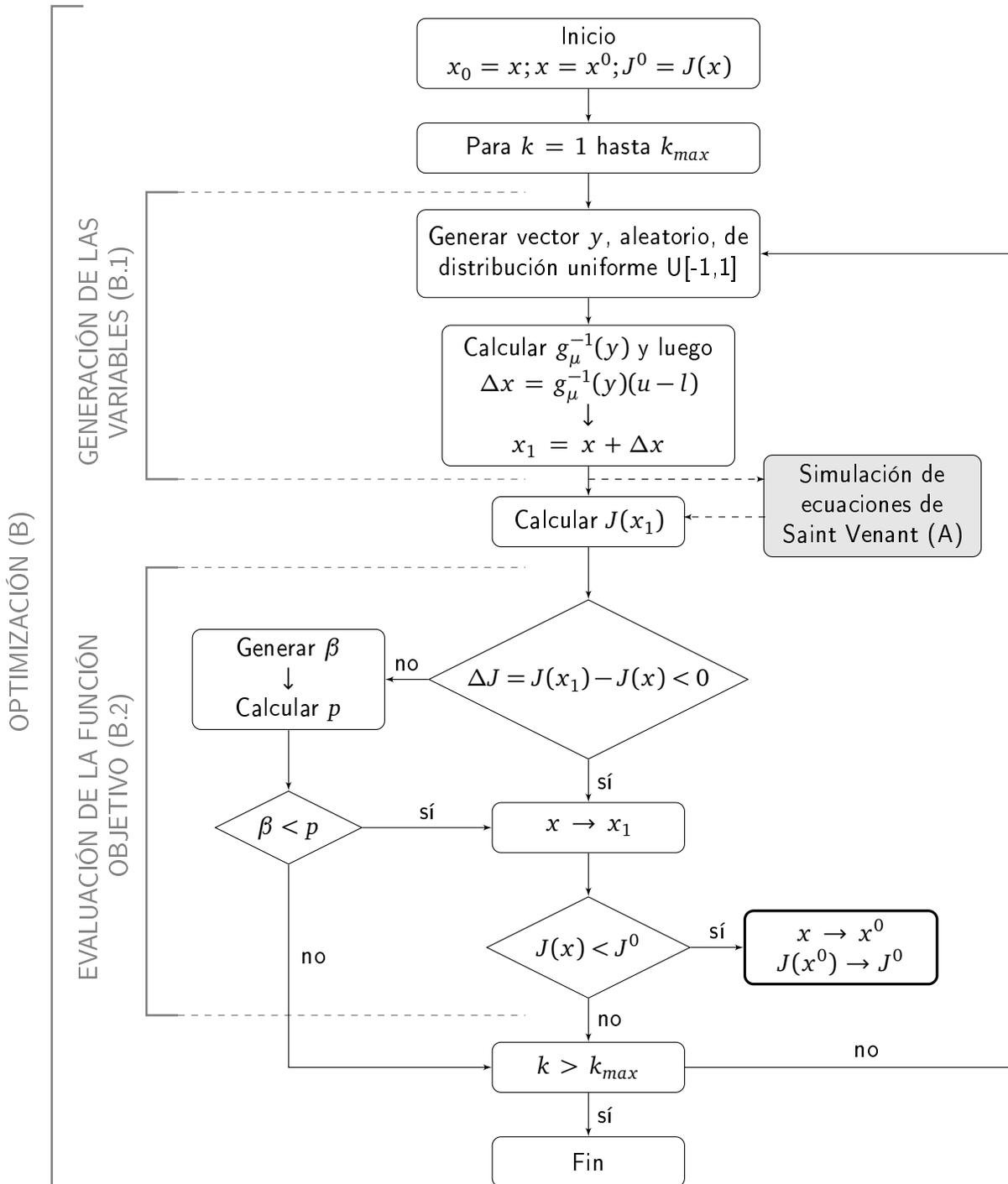


Figura 6.3: Diagrama de flujo del algoritmo del Método de Recocido Simulado utilizado

3. Con este nuevo valor como dato se resuelve la hidrodinámica del canal por medio de las ecuaciones de Saint Venant. De esta forma se obtienen los parámetros necesarios para evaluar la función objetivo ($f(x_1)$). La expresión de esta función corresponde a cada una de las formulaciones de los problemas de optimización mencionados anteriormente.
4. Se evalúa $\Delta f = f(x_1) - f(x) < 0$. Si $\Delta f < 0$, el punto se acepta como válido ya

que mejora la función objetivo respecto del valor generado por el punto anterior y se aplica la transformación: $x_1 \rightarrow x$. Luego, si $f(x) < f^0$ entonces éste es el nuevo valor mínimo global de la función objetivo y $x \rightarrow x^0$; $f(x^0) \rightarrow f^0$. Por otro lado, si $\Delta f > 0$ la probabilidad de aceptación depende de la función de probabilidad p cuya expresión es:

$$p(\Delta x) = \exp\left(-\left(\frac{1}{T}\right)^q \frac{\Delta f}{|f(x)|\epsilon_f} \frac{1}{TolFun}\right), \quad (6.12)$$

donde ϵ_f (*Epsilon de la máquina*) es el número decimal más pequeño que, sumado a 1, la computadora devuelve un valor diferente de 1, es decir, que no es redondeado y *TolFun* es un parámetro de la probabilidad de aceptación.

Entonces, para evaluar la aceptación, se genera un número aleatorio β de distribución uniforme $U[0,1]$. Luego, si $\beta < p$ el punto es aceptado y $x_1 \rightarrow x$. Si no se cumple, se prosigue con el paso 5.

La probabilidad de aceptación también varía a medida que aumentan las iteraciones. Mientras crece el número de iteraciones, decrece la probabilidad de aceptar valores que empeoran la función objetivo. Además, para valores más chicos del parámetro *TolFun* la probabilidad de aceptación decrece a mayor velocidad.

5. Se evalúa si el número de iteraciones es mayor al valor máximo establecido. Si $k < k_{max}$, se retorna al paso 2, de lo contrario, finaliza el algoritmo.

6.4. Proceso computacional: orden de subrutinas

Por último se presenta un esquema de la ejecución de los archivos de las subrutinas programadas. El programa base comienza llamando a la subrutina *identificacion.m* en la cual se establecen los parámetros del método de optimización. Asimismo, ejecuta la subrutina *sim_anl.m* encargada de iniciar la iteración y el proceso de optimización. Ésta última utiliza la subrutina *funcobjetivo.m* mediante la cual se lleva a cabo la comparación de los datos externos ingresados y los obtenidos en la simulación hidrodinámica (subrutina *diffinitas.m*) a partir de los parámetros propuestos. La subrutina *diffinitas.m* a su vez, incorpora datos externos relacionados con las condiciones de borde y la geometría del canal, y utiliza la subrutina *geometria.m* para calcular los parámetros geométricos involucrados.

Una vez llevado a cabo el cálculo de la función objetivo, la rutina *sim_anl* almacena el valor obtenido y los parámetros utilizados por el algoritmo de optimización para su obtención. Luego se verifica el criterio de finalización de la subrutina. Si el número de iteraciones alcanza el valor máximo, el proceso finaliza. Si no, la rutina *sim_anl* ejecuta el mismo proceso para la siguiente iteración.

Las subrutinas se presentan en detalle en el Anexo C.

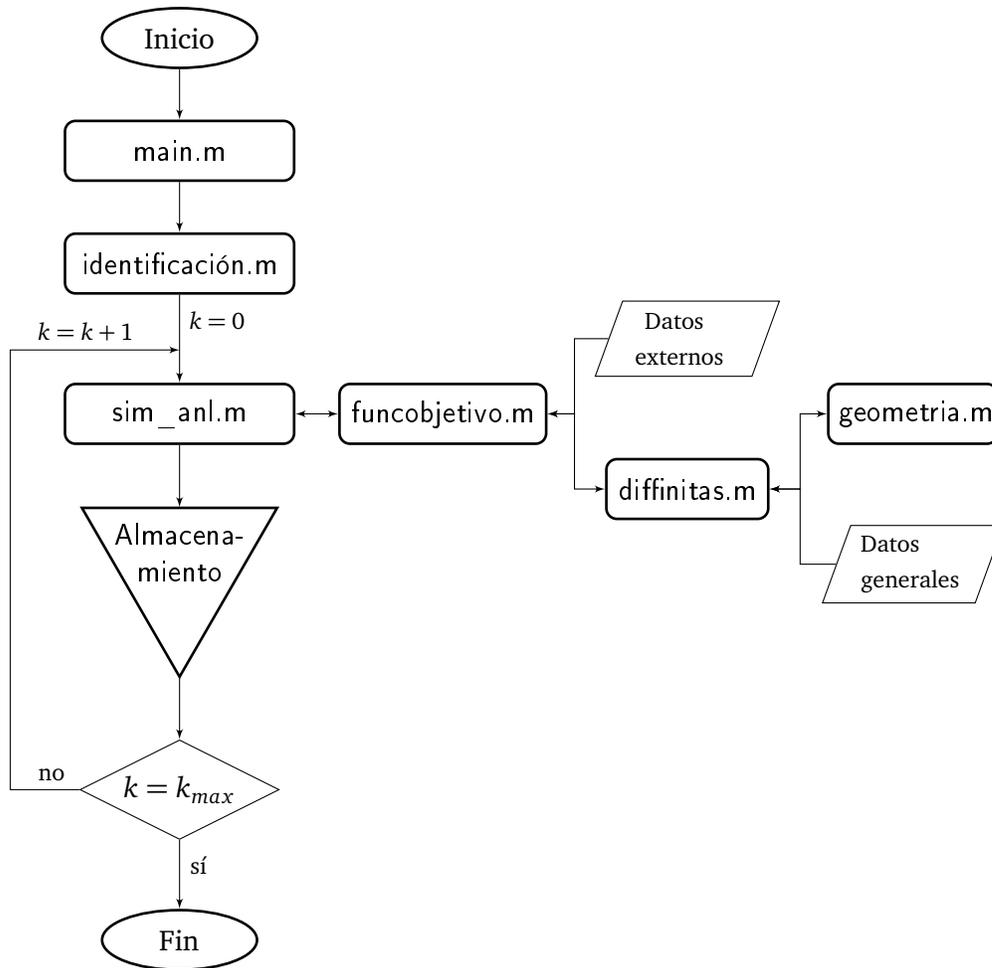


Figura 6.4: Diagrama de flujo general de las subrutinas de cálculo

Capítulo 7

Resultados numéricos

En este capítulo se muestran los resultados obtenidos para los problemas planteados en las secciones anteriores. A los efectos de verificar el enfoque de simulación programado, se presenta una comparación de la solución conseguida mediante el modelo computacional desarrollado y los resultados brindados por el programa de cálculo de flujo unidimensional *HEC-RAS*.

A continuación se analiza el procedimiento de identificación de los coeficientes de rugosidad de Manning y de los coeficientes de transporte en un canal de sección compuesta. En particular, se estudia la precisión del método considerando distintos números de estaciones de medición y utilizando datos con errores de medición del 5 % y 10 %.

Asimismo, se muestran los resultados obtenidos para los problemas de control en canales. Se describe la obtención de la configuración de compuertas para estado estacionario y de las series temporales de posiciones de compuertas necesarias para la transición entre estados estacionarios llevadas a cabo con el objetivo de modificar las entregas en las derivaciones laterales.

Finalmente, se presenta la implementación de un controlador del tipo PI para mantener los niveles de agua constantes en el canal ante cualquier perturbación no prevista.

7.1. Verificación del código de simulación hidrodinámica

La verificación del código programado para la simulación hidrodinámica se lleva a cabo mediante la comparación de los resultados numéricos con los obtenidos a través del programa computacional *HEC-RAS*.

Se muestran los resultados obtenidos a partir de la simulación hidrodinámica de un canal compuesto por cuatro tramos divididos entre sí por medio de compuertas transversales deslizantes.

7.1.1. Datos geométricos

El canal a analizar posee una longitud de 17 km y se encuentra dividido en tramos de 7 km, 4 km, 3 km y 3 km. La pendiente de fondo es de $S_f = 0.0001$. La sección del canal posee forma trapezoidal de pendiente transversal 1.5H:1V y la base de fondo de la sección mide $b = 7$ m. Los coeficientes de rugosidad de Manning se asumen constantes e iguales a $n = 0.025$ a lo largo del canal. En la Figura 7.1 se ilustra el perfil longitudinal del canal y la ubicación de las compuertas transversales mientras que en la Figura 7.2 se muestra la sección transversal resultante del programa *HEC-RAS* correspondiente a la segunda compuerta deslizante.

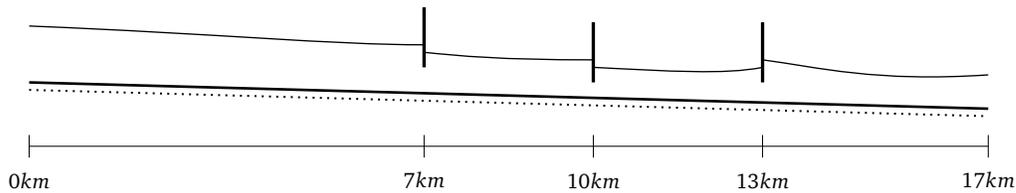


Figura 7.1: Perfil del canal estudiado

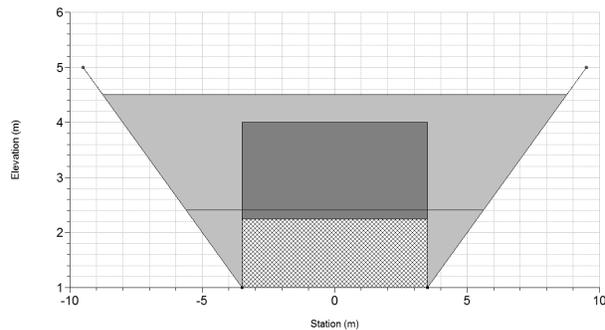


Figura 7.2: Sección transversal de la segunda compuerta en el programa *HEC-RAS*.

Para la discretización espacial del canal se utiliza un paso igual a $\Delta x = 1000$ m. Además se adicionan a la malla puntos a 0.5 m aguas arriba y aguas abajo de las estructuras de control. El paso temporal se fija en $\Delta t = 900$ seg. y el tiempo total de simulación se establece en 24 horas.

7.1.2. Condiciones iniciales y de borde

La simulación hidrodinámica se lleva a cabo a partir de condiciones iniciales conocidas. La condición de borde en el extremo aguas arriba consiste en un hidrograma de caudal. La variación de Q con respecto al tiempo está dada por la siguiente expresión:

$$Q(t) = q_b + (q_p - q_b)e^{\left(\frac{-(t/4-t_p)}{t_g-t_p}\right)}\left(\frac{t}{4t_p}\right)^{\left(\frac{t_p}{t_g-t_p}\right)},$$

donde $q_b=5 \text{ m}^3/\text{s}$ es el caudal inicial, $q_p = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ es el caudal pico, $t_p = 3 \text{ hs}$ es el tiempo pico, $t_g = 4 \text{ hs}$ es el tiempo del centroide del hidrograma.

Como condición de borde en el extremo aguas bajo se establece la ecuación de vertedero:

$$Q(h) = 50(h - 1.3)^{3/2}.$$

7.1.3. Comparación de resultados

Niveles de agua y caudales en el tiempo $t = 12 \text{ hs}$

Las Figuras 7.3 y 7.4 muestran la variación de los niveles de agua h y de caudal Q respectivamente en todos los puntos del canal en el tiempo t igual a 12 horas. En cada una de las figuras se muestran los niveles de agua (o caudales) obtenidos mediante la simulación hidrodinámica en *MATLAB*, los resultantes del programa *HEC-RAS* y el error relativo porcentual entre estos valores determinado mediante la expresión (7.1),

$$e_J(x)(\%) = \frac{100(J_M(x) - J_{HR}(x))}{J_{HR}(x)}, \quad (7.1)$$

donde $J_M(x)$ es el nivel de agua h (o caudal Q) en la progresiva x en el tiempo de cálculo igual a 12 hs obtenido mediante el código en *MATLAB* y $J_{HR}(x)$ es el nivel (o caudal) resultante del programa *HEC-RAS*.

El eje horizontal de los gráficos representa la longitud del canal en kilómetros. El eje vertical izquierdo muestra la variable a ser comparada (tirante de agua o caudal) mientras que el eje vertical derecho representa el error calculado de acuerdo a la expresión (7.1). El error se representa en líneas punteadas.

En ambos casos, se puede observar que la concordancia entre los datos obtenidos con la simulación en *MATLAB* y los datos brindados por *HEC-RAS* es muy buena. Los errores para ambas variables no alcanzan el 1 %.

Niveles de agua y caudales en la progresiva $x = 9 \text{ km}$

A continuación se ilustran las variaciones de los niveles de agua h (Figura 7.5) y caudales Q (Figura 7.6) en la progresiva $x = 9 \text{ km}$ del canal. Pueden observarse los niveles y caudales obtenidos mediante el código en *MATLAB*, los producidos por el programa *HEC-RAS* y el error entre ambos resultados calculado mediante la expresión (7.2).

$$e_J(t)(\%) = \frac{100(J_M(t) - J_{HR}(t))}{J_{HR}(t)}, \quad (7.2)$$

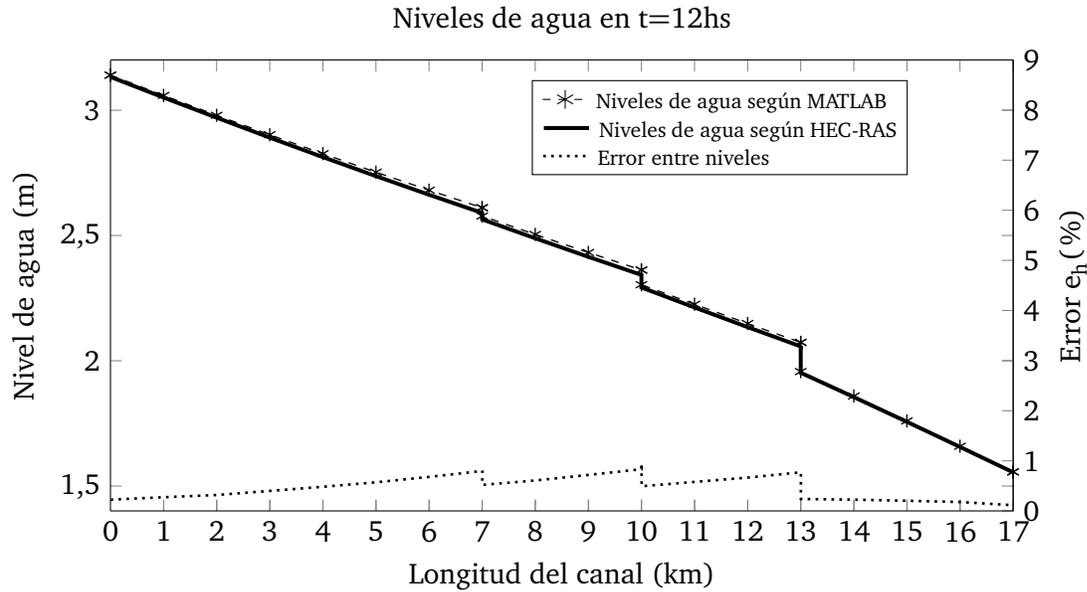


Figura 7.3: Comparación de niveles de agua en el tiempo $t = 12\text{hs}$.

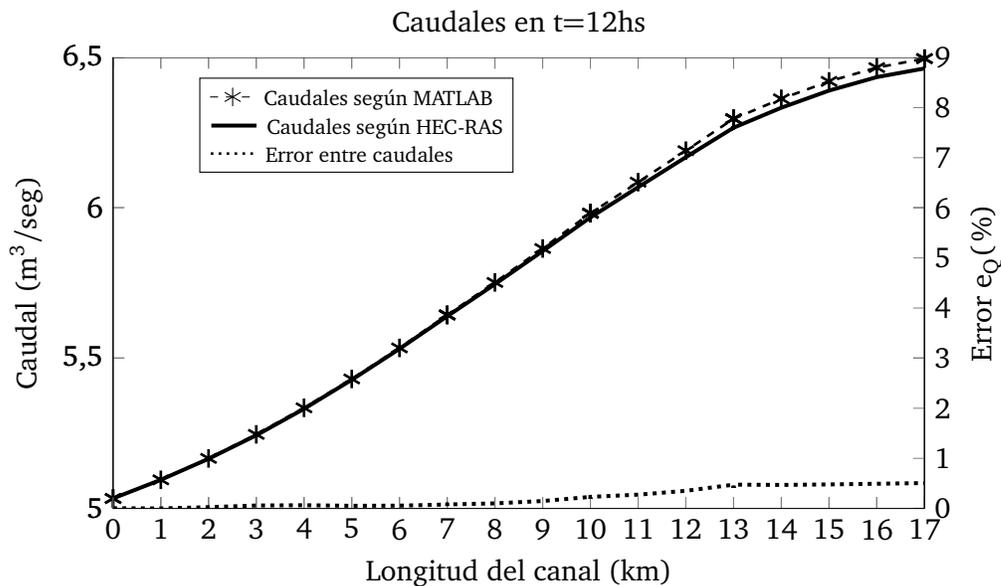


Figura 7.4: Comparación de caudales en el tiempo $t = 12\text{hs}$.

donde $J_M(t)$ es el nivel de agua h (o caudal Q) en el tiempo t en la progresiva de cálculo igual a 9 km obtenido mediante el código en *MATLAB* y $J_{HR}(t)$ es nivel (o caudal) resultante del programa *HEC-RAS*.

El eje horizontal representa el tiempo de simulación en horas. En cuanto a los ejes verticales, el eje izquierdo representa las variables a verificar mientras que el eje derecho muestra el error obtenido mediante la expresión (7.2). El error se presenta en líneas punteadas.

Se muestra que el error de las variables tomado en la progresiva $x = 9$ km es menor al 1%

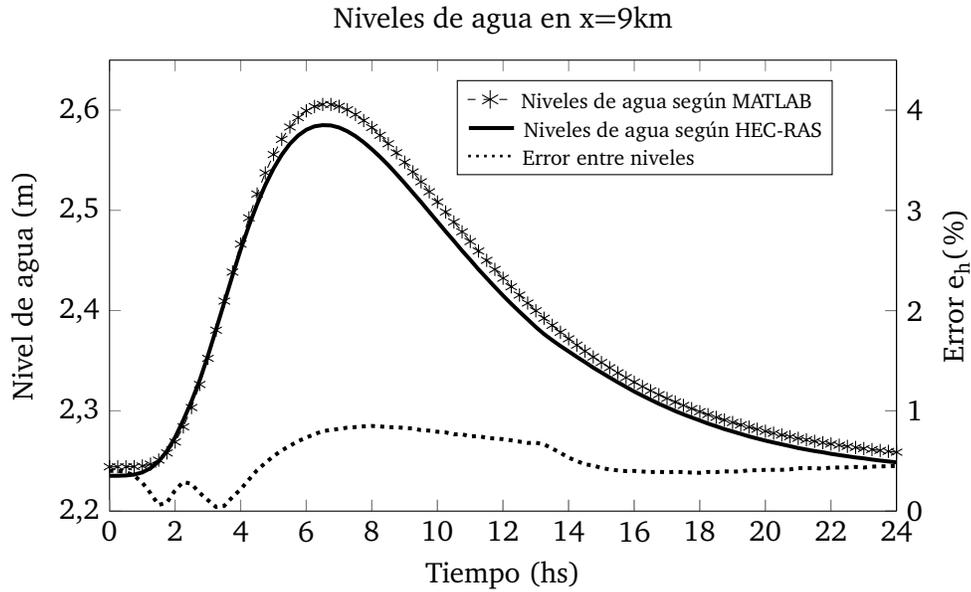


Figura 7.5: Comparación de niveles de agua en la progresiva $x = 9\text{km}$.

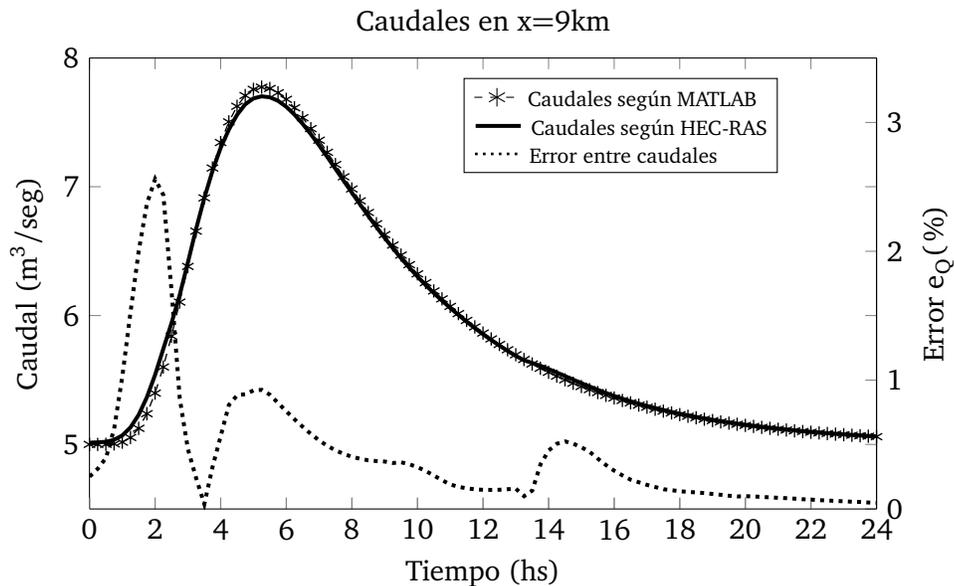


Figura 7.6: Comparación de caudales en la progresiva $x = 9\text{km}$.

para el caso de los tirantes de agua y menor al 3% para los caudales.

Además, comparando todos los valores temporales y espaciales de los parámetros nivel de profundidad y caudal se obtienen resultados similares. Para la profundidad, el promedio del error no excede el 0,1% y el valor máximo resultante es 1,23%. Con respecto al caudal, el error promedio es 0,50% y el error máximo no supera el 2,70%.

Para ambos programas computacionales, se definieron las mismas secciones transversales y el mismo paso temporal. Sin embargo, el cálculo llevado a cabo mediante la simulación en

MATLAB demora aproximadamente cinco veces menos que el programa *HEC-RAS*.

Mediante este ejemplo comparativo se puede observar que el código de simulación hidrodinámico reproduce en forma precisa las condiciones de flujo del canal modelado en *HEC-RAS*. Asumiendo que el programa *HEC-RAS* brinda resultados precisos de cálculos de flujo unidimensionales, se comprueba el correcto funcionamiento del código elaborado.

7.2. Problemas de calibración

7.2.1. Identificación de los coeficientes de rugosidad

A continuación se muestran los resultados obtenidos en la identificación de los coeficientes de rugosidad de un canal.

En ocasiones, la distribución de los parámetros de rugosidad no es constante a lo largo de la longitud del canal, por lo que se propone la identificación de varios valores del coeficiente de Manning a lo largo del canal. Estos valores y su distribución a lo largo de la longitud se muestran en la Figura 7.7.

Para la estimación de estos parámetros se utilizan conjuntos de mediciones de tirantes de agua o de tirantes y de caudales tomados en una, dos, tres y cuatro estaciones de medición. En cuanto al intervalo temporal de las mediciones, se dispone de datos cada 0.5, 1 y 2 horas. Para la discretización de la grilla espacial se utiliza un valor de $\Delta x = 2500$ m mientras que el paso temporal es $\Delta t = 1800$ seg. El tiempo total de simulación es igual a 36 horas.

A los efectos de estudiar la presente técnica de optimización, la hidrodinámica real del canal se obtiene mediante una simulación directa utilizando valores conocidos de los coeficientes de rugosidad de Manning. Luego, las mediciones utilizadas corresponden en realidad a pseudo-mediciones. Los valores de tirantes se obtienen mediante el cálculo teórico hidrodinámico comentado anteriormente a partir de determinados valores del parámetro de rugosidad.

Asimismo, se consideran mediciones con error las cuales se obtienen sumándoles algebraicamente a las pseudo-mediciones, valores aleatorios acotados según el porcentaje de error estudiado.

Para llevar a cabo la identificación, el conjunto de posibles valores del parámetro de rugosidad generado por el método de optimización, se acota entre los valores $n_{min} = 0.008$ y $n_{max} = 0.070$. Además, se discretiza cada $\Delta n = 0.0005$ por lo que el grupo de parámetros factibles se compone de 124 valores.

7.2.1.1. Datos geométricos

Se estudia un canal de sección transversal trapezoidal de pendiente lateral 1H:1V y base de fondo $b = 1.5$ m. Su longitud total es de 35 km y la pendiente longitudinal $S_0 = 0.0004$. La distribución de los coeficientes de rugosidad utilizados se muestra en la Figura 7.7.

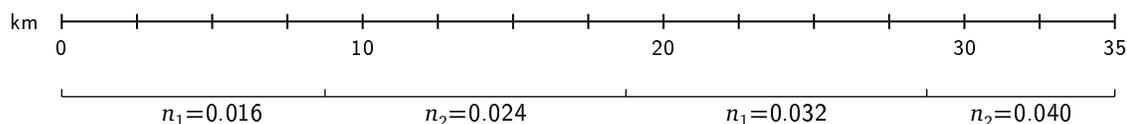


Figura 7.7: Distribución de parámetros de rugosidad reales del canal.

7.2.1.2. Condiciones iniciales y de borde

Las condiciones iniciales de simulación se asumen conocidas. Como condición de borde en el extremo aguas arriba del canal se establece la entrada de flujo determinada mediante la siguiente expresión:

$$Q(t) = q_b + (q_p - q_b) e^{\left(\frac{-[(t-1)/4 - t_p]}{t_g - t_p}\right)} \left(\frac{t-1}{4t_p}\right)^{\left(\frac{t_p}{t_g - t_p}\right)}, \quad (7.3)$$

donde $q_b = 4.8$ m³/s es el caudal inicial, $q_p = 6$ m³/s es el caudal pico, $t_p = 8$ hs es el tiempo pico, $t_g = 10$ hs es el tiempo del centroide del hidrograma.

Asimismo se establece como condición de borde en el extremo aguas abajo del canal la ecuación de vertedero:

$$Q(h) = 5(h - 0.75)^{3/2}.$$

7.2.1.3. Resultados numéricos

Los datos utilizados para la identificación corresponden a los puntos localizados a las distancias 2.5 km, 12.5 km, 22.5 km y a 30 km del extremo aguas arriba del canal. Estos valores se emplean agrupados en cuatro conjuntos:

1. Datos de tirantes tomados en los cuatro puntos de medición: a 2.5 km, a 12.5 km, a 22.5 km y a 30 km del extremo aguas arriba,
2. Datos de tirantes tomados en tres puntos: a 12.5 km, a 22.5 km y a 30 km del extremo aguas arriba,
3. Datos de tirantes tomados en dos puntos: a 22.5 km y a 30 km del extremo aguas arriba,
4. Datos de tirantes tomados en un punto: a 30 km del extremo aguas arriba.

Asimismo, para cada conjunto de datos propuesto, se registraron los valores en distintos intervalos:

- a) Registro de datos cada media hora,
- b) Registro de datos cada una hora,
- c) Registro de datos cada dos horas.

Los resultados obtenidos para las identificaciones llevadas a cabo tomando registros cada media hora (Intervalo a) y cada una hora (Intervalo b) en combinación con cada uno de los conjuntos de puntos de medición no son mostrados en este trabajo. Para estas configuraciones (Combinaciones 1a, 2a, 3a, 4a y 1b, 2b, 3b, 4b) se obtienen los valores exactos de los coeficientes de rugosidad n cuando los datos no presentan errores de desviación.

Además, los resultados para el caso de toma de registros cada dos horas (Intervalo c) para los conjuntos de puntos de mediciones 1 a 3 tampoco se presentan. Para estos casos, también se obtienen los resultados exactos de los coeficientes de rugosidad. Los valores obtenidos para la configuración de medición restante (1 punto de medición, toma de registros cada 2 horas) se muestra en la Tabla 7.1. Además se presenta el error (Ecuación 7.4) entre los valores de coeficientes de rugosidad identificados y los coeficientes reales.

$$e_{n_i}(\%) = \frac{100(n(i) - n_r(i))}{n_r(i)}, \quad (7.4)$$

donde $i = 1, 2, 3$ y 4 es el tramo de canal considerado; n es el coeficiente de rugosidad identificado y n_r es el coeficiente real.

Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$
30.0	0.0165	3.1
	0.0235	2.1
	0.0325	1.6
	0.0405	1.3

Tabla 7.1: Identificación de n a partir de datos de tirantes tomados cada dos horas.

En la Figura 7.8 se presenta la comparación de los niveles de flujo calculados con los coeficientes de rugosidad identificados a partir de un punto de medición cada dos horas (Tabla 7.1) en la progresiva 15 km del canal con los niveles reales en ese punto. Asimismo se muestra el error entre los mismos calculado mediante la expresión (7.5).

$$e_h(t)(\%) = \frac{100(h_i(t) - h_r(t))}{h_r(t)}, \quad (7.5)$$

donde h_i son los niveles de agua obtenidos a partir de los coeficientes identificados y h_r son los niveles reales, ambos en la progresiva analizada.

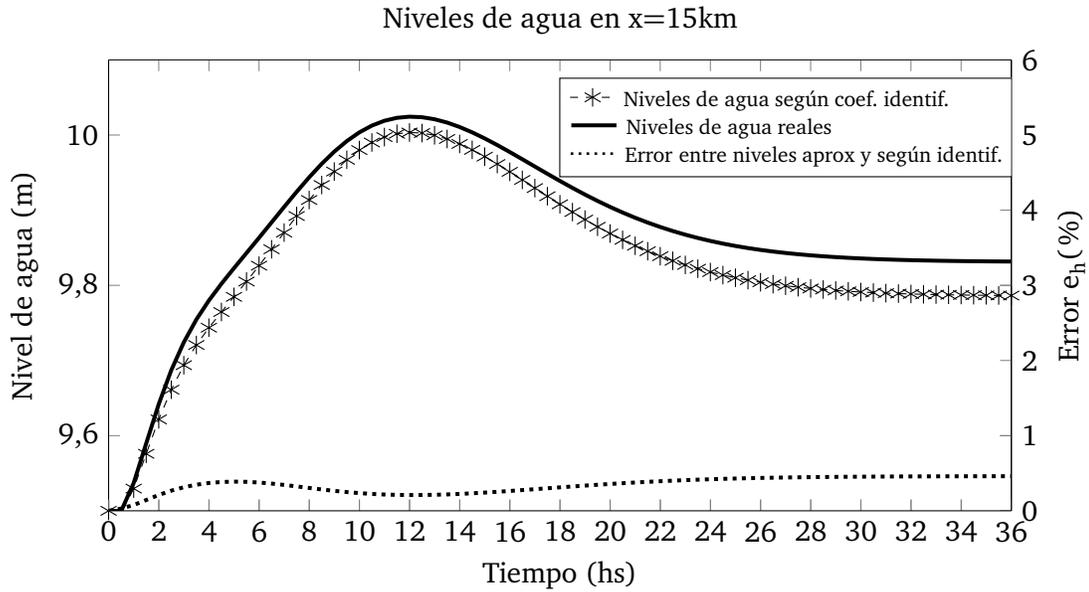


Figura 7.8: Comparación de niveles de agua reales y los resultantes de la identificación con la configuración de mediciones 4c.

Además, se lleva a cabo la simulación hidrodinámica para los coeficientes de rugosidad identificados aplicando una condición de borde aguas arriba diferente (Condición de borde N°2). Los valores del hidrograma de entrada (Ecuación 7.3) para este caso son: $q_b = 4.8 \text{ m}^3/\text{s}$ es el caudal inicial, $q_p = 8 \text{ m}^3/\text{s}$ es el caudal pico, $t_p = 15 \text{ hs}$ es el tiempo pico, $t_g = 16 \text{ hs}$ es el tiempo del centroide del hidrograma. La comparación entre tirantes y el error se ilustra en la Figura 7.9.

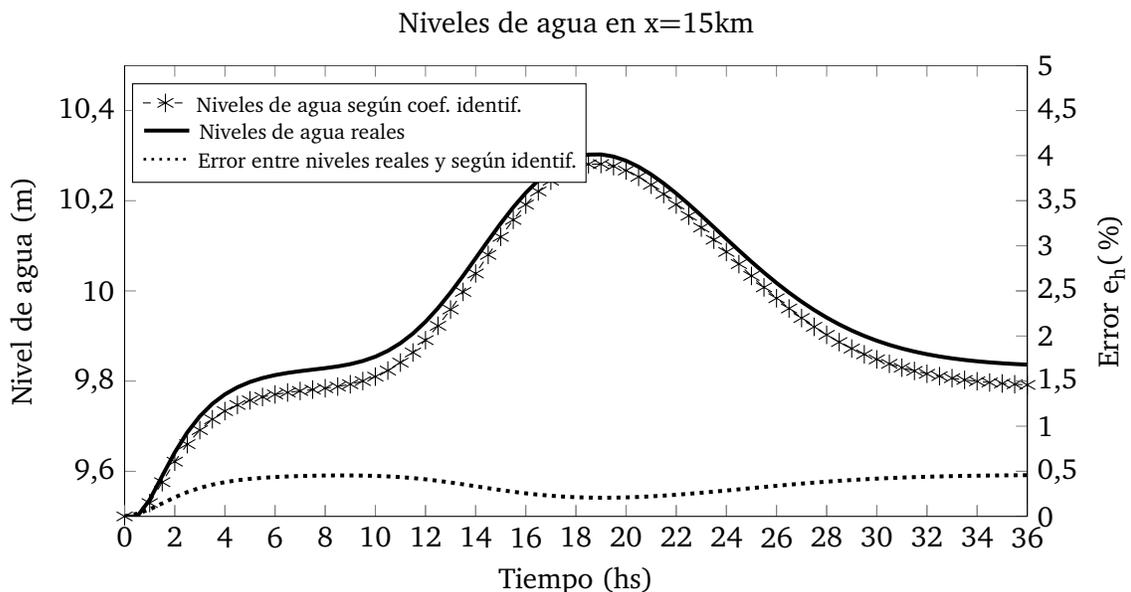


Figura 7.9: Comparación de niveles de agua reales y los resultantes de la identificación con la configuración de mediciones 4c. Condición de borde N°2.

Para ambos hidrogramas, puede observarse que la diferencia entre los niveles de flujo resultantes de la simulación hidrodinámica a partir de los coeficientes de rugosidad identificados y los niveles reales no superan el 0.5%. En estos casos, el error máximo global apenas supera el 1% y el error promedio global no alcanza el 0.5%.

Por otro lado, se llevó a cabo el mismo procedimiento de identificación a partir de datos de mediciones con cierto porcentaje de desviación. En la Tablas 7.2 a 7.7 se muestran los parámetros identificados a partir de mediciones (Casos 1 a 4) tomando registros en distintos intervalos (Casos a, b y c) con un 5% y 10% de desviación en las mediciones.

Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$
2.5	0.0165	3.1	12.5	0.0155	3.1	15	0.0165	3.1	30.0	0.0170	6.3
12.5	0.0245	2.1		0.0230	4.2		0.0245	2.1		0.0235	2.1
22.5	0.0325	1.6	22.5	0.0310	3.1	30.0	0.0330	3.1		0.0345	7.8
30.0	0.0405	1.3	30.0	0.0400	1.3		0.0405	1.3		0.0410	2.5

Tabla 7.2: Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados cada media hora con 5% de desviación.

Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$
2.5	0.0160	0.0	12.5	0.0165	3.1	15	0.0160	0.0	30.0	0.0165	3.1
12.5	0.0240	0.0		0.0245	2.1		0.0240	0.0		0.0235	2.1
22.5	0.0335	4.7	22.5	0.0320	0.0	30.0	0.0315	1.6		0.0340	6.3
30.0	0.0405	1.3	30.0	0.0400	0.0		0.0395	1.3		0.0410	2.5

Tabla 7.3: Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados cada una hora con 5% de desviación.

Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$
2.5	0.0160	0.0	12.5	0.0160	0.0	15	0.0155	3.1	30.0	0.0130	0.0
12.5	0.0230	4.1		0.0235	2.1		0.0255	6.3		0.0245	2.1
22.5	0.0325	1.6	22.5	0.0325	1.6	30.0	0.0315	1.6		0.0315	1.6
30.0	0.0400	0.0	30.0	0.0395	1.3		0.0395	1.3		0.0400	0.0

Tabla 7.4: Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados cada dos horas con 5% de desviación.

Es posible observar la satisfactoria identificación de los parámetros de rugosidad buscados en todos los casos en que se utilizan valores con 5% de desviación y en la mayoría de los casos ejecutados sobre datos de medición con un 10% de desviación. Los casos más desfavorables, se obtienen al llevar a cabo la identificación de los coeficientes con registros tomados en un punto

Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$
2.5	0.0155	3.1	12.5	0.0165	3.1	15	0.0165	3.1	30.0	0.0185	15.6
12.5	0.0235	2.1	22.5	0.0240	0.0	30.0	0.0255	6.3		0.0180	25.0
22.5	0.0310	3.1	30.0	0.0325	1.6		0.0320	0.0		0.0345	7.8
30.0	0.0375	6.3		0.0400	0.0		0.0405	1.3		0.0420	5.0

Tabla 7.5: Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados cada media hora con 10% de desviación.

Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$
2.5	0.0165	3.1	12.5	0.0160	0.0	15	0.0160	0.0	30.0	0.0155	3.1
12.5	0.0240	0.0	22.5	0.0240	0.0	30.0	0.0255	6.3		0.0330	37.5
22.5	0.0330	3.1	30.0	0.0325	1.6		0.0310	3.1		0.0230	28.1
30.0	0.0395	1.3		0.0395	1.3		0.0395	1.3		0.0395	1.3

Tabla 7.6: Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados una hora con 10% de desviación.

Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$	Puntos de med. x (km)	n	$e_n(\%)$
2.5	0.0170	6.3	12.5	0.0150	6.3	15	0.0165	3.1	30.0	0.0205	28.1
12.5	0.0255	6.3	22.5	0.0240	0.0	30.0	0.0250	4.2		0.0080	66.7
22.5	0.0330	3.1	30.0	0.0325	1.6		0.0315	1.6		0.0450	40.6
30.0	0.0405	1.3		0.0390	2.5		0.0410	2.5		0.0435	8.8

Tabla 7.7: Identificación de n a partir de la medición de tirantes tomados cada dos horas con 10% de desviación.

de medición con 10% de desviación en los datos. Los errores son mayores en el caso en que se toman registros cada dos horas. El porcentaje de error global entre los niveles producidos por la configuración de rugosidad real y los niveles obtenidos con los parámetros identificados es aproximadamente 9%.

Por otra parte, se lleva a cabo el procedimiento de identificación a partir de un conjunto de datos compuesto por mediciones de tirantes y mediciones de caudales. La Tabla 7.8 compara los resultados de la identificación realizada sólo con datos de tirantes y contra los valores obtenidos con datos de tirantes y caudales en dos puntos de medición; y con registros tomados en intervalos cada una hora y cada dos horas, ambos conjuntos de datos con un 10% de desviación. El error se calcula mediante la expresión (7.4).

A partir de los parámetros de rugosidad mostrados en la Tabla 7.8 se presenta la comparación entre los niveles de agua obtenidos para los conjuntos de coeficientes. Se ilustra el caso de un punto de medición de tirantes y de caudales con desviaciones del orden del 10% tomando registros cada dos horas. Las Figuras 7.10 y 7.11 muestran los valores de niveles obtenidos para

Intervalo de medición: 1 hora					Intervalo de medición: 2 horas				
Datos:	y (error 10%)		y + Q (error 10%)			y (error 10%)		y + Q (error 10%)	
Ptos. de med.	n	$e_n(\%)$	n	$e_n(\%)$	Ptos. de med.	n	$e_n(\%)$	n	$e_n(\%)$
30.0	0.0155	3.1	0.0160	0.0	30.0	0.0205	28.1	0.0155	3.1
	0.0330	37.5	0.0215	10.4		0.0080	66.7	0.0205	14.6
	0.0230	28.1	0.0330	3.1		0.0450	40.6	0.0370	15.6
	0.0395	1.3	0.0395	1.3		0.0435	8.8	0.0395	1.3

Tabla 7.8: Identificación de n a partir de la medición de y y de y/Q .

los dos hidrogramas planteados anteriormente en la progresiva $x = 22.5\text{km}$. Se puede observar que en ambos casos el error apenas supera el valor de 2.5%. De la misma forma, para ambos casos, el error global máximo no supera el valor de 3.5% y el error global promedio no alcanza el 1%

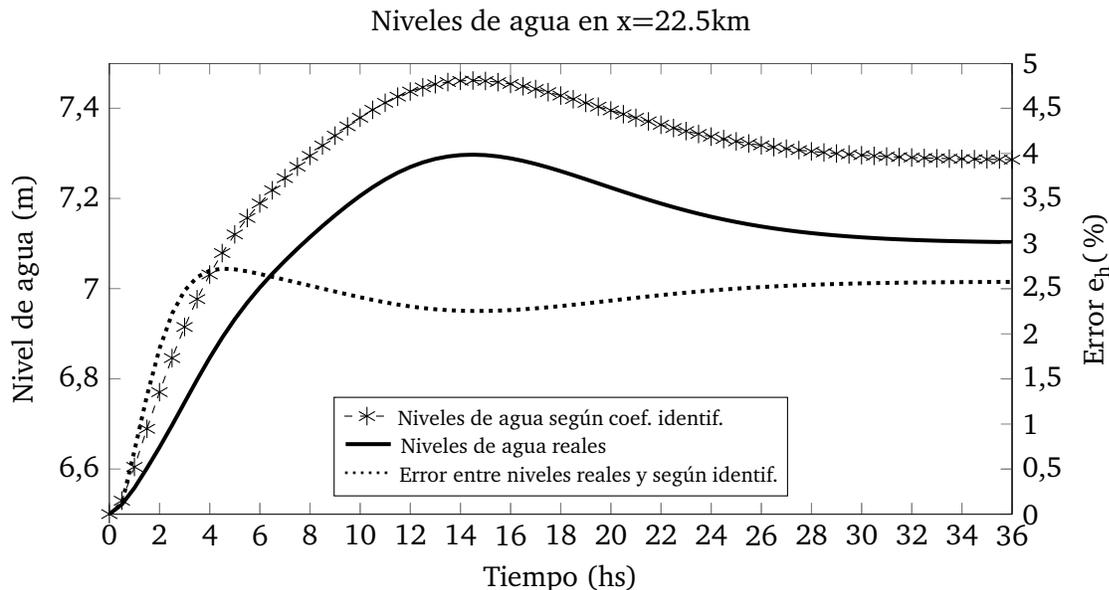


Figura 7.10: Comparación de niveles de agua reales y los resultantes de la identificación para la configuración de mediciones 4c con 10% de desviación.

Es posible concluir que los parámetros de rugosidad identificados reproducen con precisión los valores de niveles de agua reales en el canal. Es importante resaltar que es factible llevar a cabo la identificación de los parámetros de rugosidad mediante datos de tirantes obtenidos bajo todas las configuraciones planteadas. Para el caso más desfavorable (1 punto de medición, toma de registros cada 2 horas) los errores en los niveles de agua obtenidos con los coeficientes identificados, no superan el 1%.

Por otra parte, la identificación de coeficientes que logran reproducir adecuadamente las condiciones del flujo en el canal, también se logra a partir de mediciones con cierto porcentaje de desviación. Sólo con la utilización de datos de medición obtenidos en un punto, cada dos horas y con 10% de desviación, los errores en los niveles de agua alcanzan un valor de 10%.

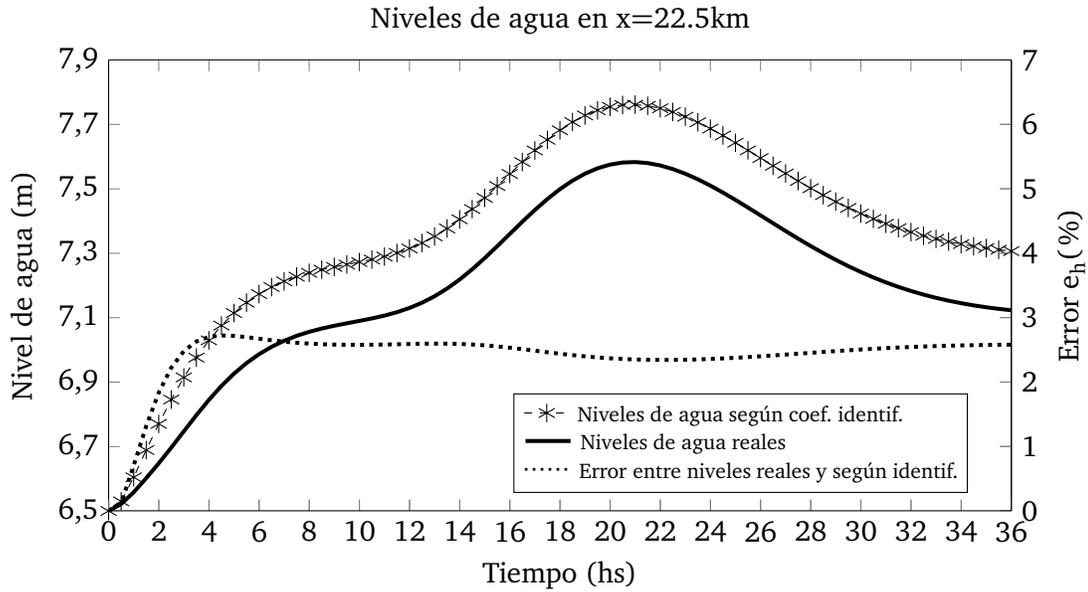


Figura 7.11: Comparación de niveles de agua reales y los resultantes de la identificación para la configuración de mediciones 4c con 10% de desviación. Condición de borde N°2

Para este caso, se muestra que es posible mejorar la obtención de los parámetros de rugosidad llevada a cabo mediante datos de tirantes, a partir de la incorporación en la identificación de datos de caudal. De esta forma, el error entre los niveles de agua no supera el 3.5%.

La utilización de esta metodología para la identificación de los coeficientes de rugosidad brinda buenos resultados, en particular, en comparación con las mediciones necesarias para llevar a cabo el proceso de calibración en estado estacionario. En este último caso, se requieren pocos puntos de medición para realizar la identificación de los coeficientes. No obstante, se muestra que la metodología propuesta resulta satisfactoria para estados transitorios con pocos puntos de medición.

7.2.2. Identificación del coeficiente de capacidad de transporte

En esta sección se muestra un ejemplo numérico llevado a cabo con el fin de determinar la capacidad de transporte (K) de la sección de un canal.

Los valores hidrodinámicos reales del canal se obtienen mediante simulación directa a partir de la elección de los coeficientes que determinan los valores de rugosidad de Manning variables con la profundidad del canal. Además, las mediciones con error se obtienen a partir de la suma entre valores aleatorios acotados según el porcentaje de error analizado y las variables de flujo de interés.

7.2.2.1. Datos geométricos

El canal analizado posee una sección transversal de forma trapezoidal compuesta como se muestra en la Figura 7.12. La pendiente de la sección principal es igual a 1.5H:1V. El canal posee una longitud de 20 km aproximadamente y una pendiente longitudinal $S_0 = 0.0004$. El paso de

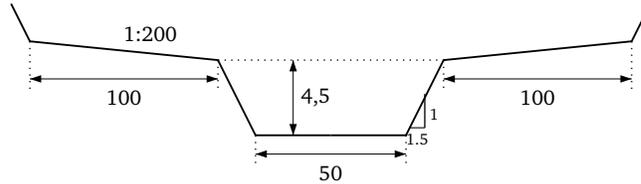


Figura 7.12: Sección transversal compuesta del canal

la grilla es $\Delta x = 1000$ m y el paso temporal $\Delta t = 900$ seg. El tiempo total de simulación es de 24 horas.

Para poder llevar a cabo esta identificación, la hidrodinámica del canal es simulada a partir funciones conocidas de los coeficientes de Manning en relación al tirante de agua, tanto en la planicie de inundación como en el canal principal. Entonces, las mediciones utilizadas corresponden a pseudomediciones.

En este caso, los factores que definen la variación en función del nivel de agua de los parámetros de rugosidad utilizados para el canal principal y para las planicies de inundación son:

$$n_c = 0.022 + 0.0015 Y - 0.0001 Y^2,$$

$$n_p = 0.043 + 0.002 Y - 0.001 Y^2$$

respectivamente.

7.2.2.2. Condiciones iniciales y de borde

Se establece como condición de borde en el extremo aguas arriba del canal, un hidrograma de entrada cuya expresión es:

$$Q(t) = q_b + (q_p + q_b) \left[\frac{t \cdot 900}{t_p} e^{1-(t \cdot 900 - t_p)} \right]^\beta, \quad (7.6)$$

donde $q_b = 1500$ m³/s es el caudal inicial, $q_p = 2000$ m³/s es el caudal pico, $t_p = 4$ hs es el tiempo pico y $\beta = 5$.

Como condición de borde aguas abajo se plantea la ecuación de vertedero:

$$Q(h) = 130(h - 1)^{3/2}.$$

7.2.2.3. Resultados numéricos

Se estimaron los coeficientes de la función capacidad de transporte de la sección llevando a cabo mediciones en uno, dos o tres puntos del canal en intervalos de 900 segundos. La Tabla 7.9 muestra el error obtenido e_K (Ecuación 7.7) entre la curva real de capacidad de transporte y las resultantes de la identificación de los coeficientes K_k ($k = 1, 2$ y 3) obtenidos mediante datos de tirantes sin errores de medición y con desviaciones del orden del 5% y 10%.

$$e_K = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{K_r(i) - K_s(i)}{K_r(i)} \right)^2}, \quad (7.7)$$

donde K_r es la curva real de capacidad de transporte (Ecuación 4.2), K_s es la curva obtenida a partir de la identificación de los K_k ($k = 1, 2, 3$) (Ecuación 4.4) y N es la cantidad de puntos adoptada para representar la curva.

Puntos de medición	Sin error de medición	Error 5%	Error 10%
18km	0.0634	0.0629	0.0663
10km - 18km	0.0378	0.0408	0.0638
6km - 10km - 18km	0.0334	0.0353	0.0489

Tabla 7.9: Error e_K obtenido con mediciones sin error y con error.

En la Figura 7.13 se puede ver la curva de capacidad de transporte real y las obtenidas a partir de una estación de medición con datos sin desviación y a partir de mediciones con desviaciones del orden del 10%. Se obtiene una satisfactoria aproximación de la variación de la capacidad de transporte de la sección del canal. Asimismo, en la Figura 7.14 se presenta una comparación

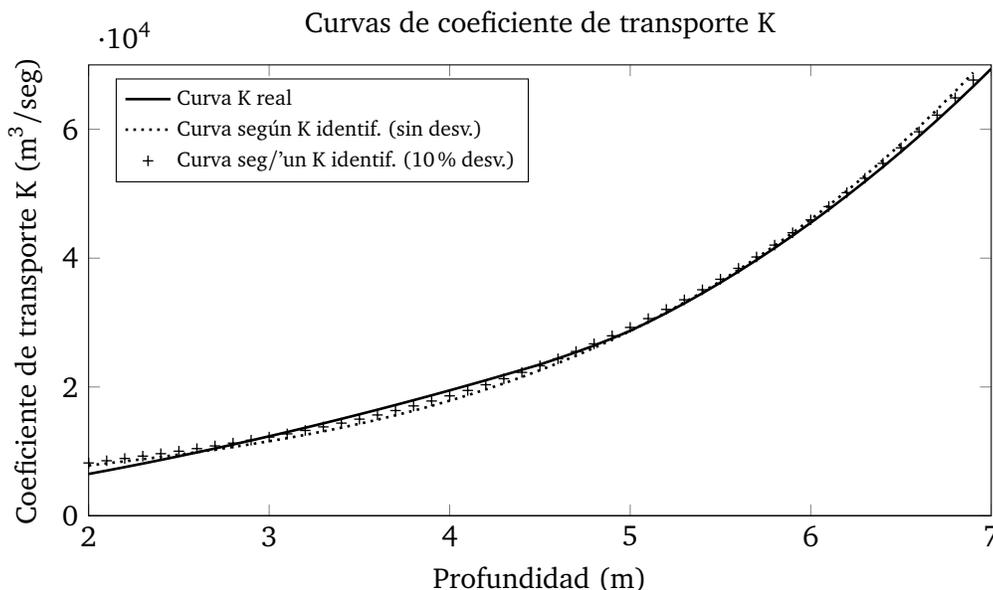


Figura 7.13: Curva de capacidad de transporte real y curvas obtenidas

entre los niveles de agua reales en la progresiva $x = 18,7$ km y los niveles obtenidos a partir de los valores de K identificados mediante mediciones con 10% de desviación. También se muestra el error calculado mediante la expresión (7.5). El eje correspondiente al error se encuentra del lado derecho de la figura y se muestran los valores de error en línea punteada.

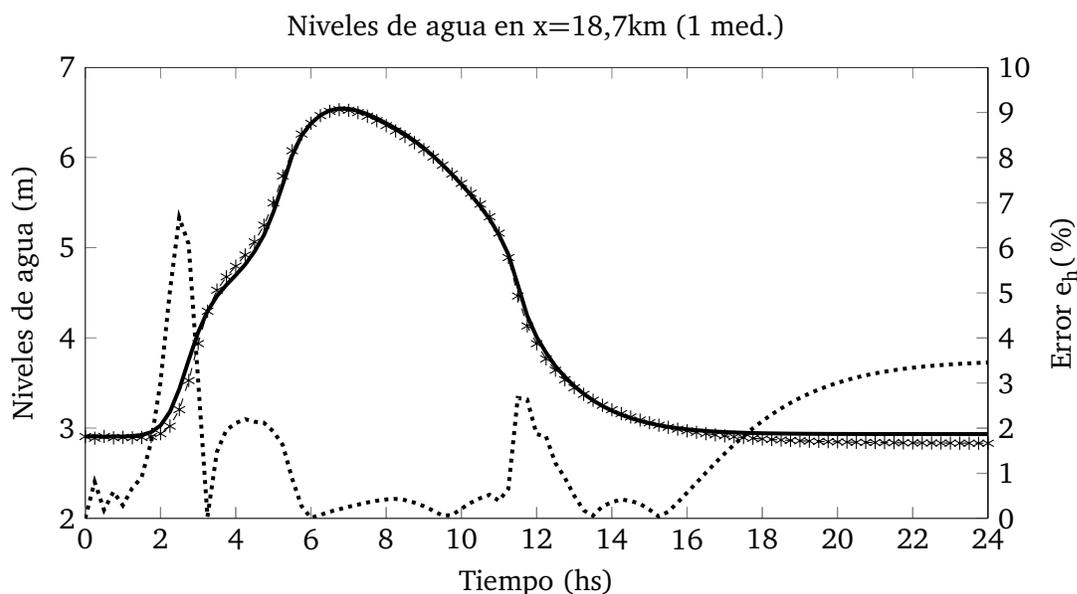


Figura 7.14: Niveles de agua reales y niveles obtenidos con K identificados a partir de un punto de medición.

Para el caso más desfavorable analizado, es decir para la identificación a partir de datos con 10% de error y de una sola estación de medición, el valor máximo del error entre niveles de flujo no supera el 7% y el promedio del mismo es aproximadamente 1%.

Por otra parte se lleva a cabo la comprobación de las constantes K obtenidas mediante otro hidrograma de entrada. La ecuación del hidrograma alternativo es similar a la presentada en la expresión (7.6). En este caso los parámetros toman los valores: $q_b = 100$ m³/s (caudal inicial), $q_p = 700$ m³/s (caudal pico), $t_p = 12$ hs (tiempo pico) y $\beta = 3$.

En la Figura 7.15 se pueden observar los niveles de agua medidos y los obtenidos mediante la identificación de las constantes K obtenidas a partir de un punto de medición y con datos con 10% de error. Se muestra además, el error entre estos niveles calculado mediante la expresión 7.5.

En este caso, el error máximo es cercano a 6,5% y el promedio de los mismos es aproximadamente 1,2%. El mayor error que se encuentra tras esta comparación se obtiene en el caso de una medición con 10% de error, para el cual, el análisis con un hidrograma distinto al utilizado en la identificación, arroja un error máximo de 12%. El error promedio en este caso es aproximadamente 1,3%.

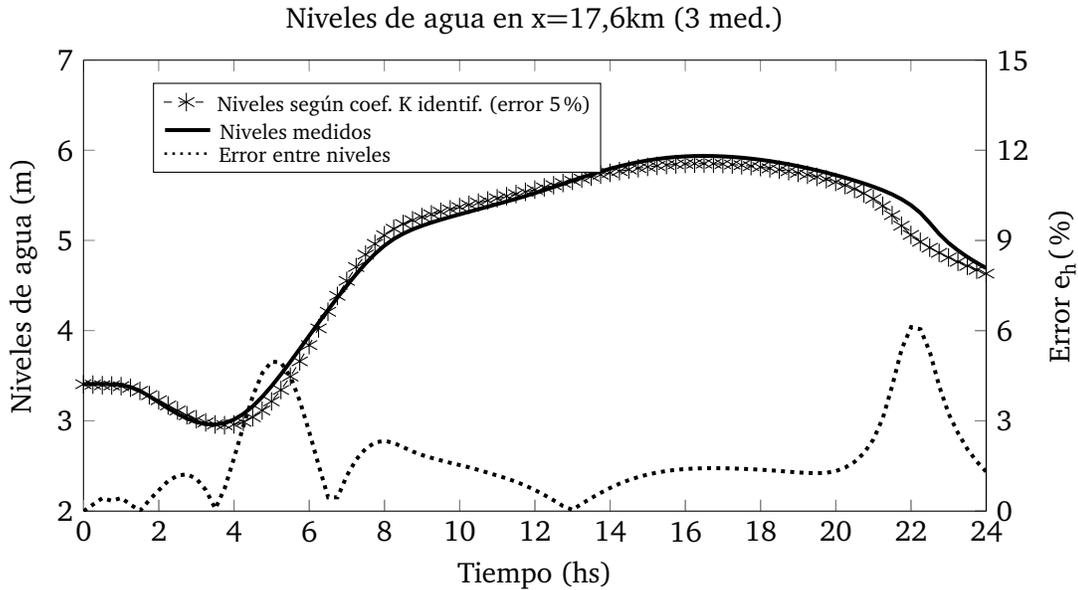


Figura 7.15: Niveles de agua reales y niveles obtenidos con K identificados mediante tres estaciones de medición.

Se muestra que a partir de mediciones de tirantes en uno o varios puntos del canal es posible determinar la capacidad de transporte de la sección compuesta de un canal. Esto permite tener una estimación del parámetro K que involucra el parámetro de rugosidad del lecho. Se observa además que, mediante la utilización de datos de mediciones en varios puntos del canal, se logran disminuir los errores provocados por las desviaciones de las mediciones tomadas.

7.3. Problemas de control

7.3.1. Datos geométricos

Se estudia el comportamiento de un canal de sección trapezoidal con pendiente lateral 1.5H:1V y base de fondo $b = 7$ m. El canal posee una longitud total de 17 km dividido en tramos de 7 km, 3 km, 3 km y 4 km. La pendiente longitudinal del canal es de $S_0 = 0.0001$ y el coeficiente de rugosidad de Manning tiene un valor de $n = 0.0235$. En la Figura 7.16 se muestra la sección longitudinal del canal y las ubicaciones de las compuertas intermedias.

El canal posee derivaciones laterales ubicadas a una distancia de 5 m aguas arriba de las compuertas intermedias y de la compuerta localizada en el extremo aguas abajo del canal. Estas compuertas son del tipo deslizante, poseen un ancho $b_{lat} = 1.5$ m y sus coeficientes son iguales a $C_{plat} = 0.60$.

El paso espacial de la grilla de cálculo es aproximadamente de $\Delta x = 1000$ m mientras que el paso temporal es igual a $\Delta t = 900$ seg. El tiempo de simulación total es de 24 horas.

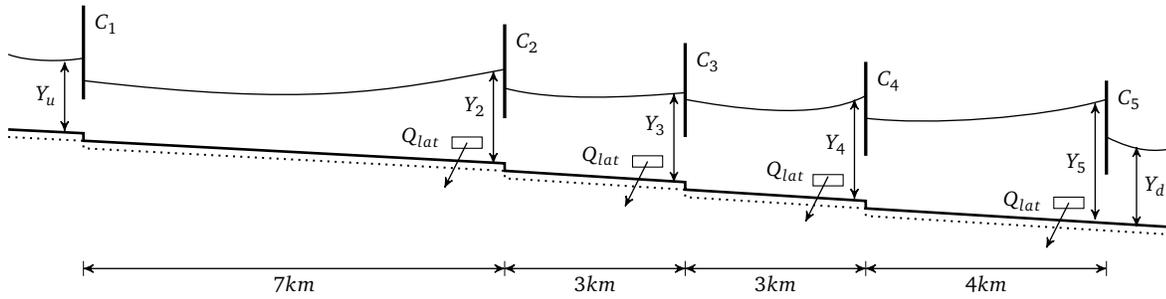


Figura 7.16: Perfil longitudinal del canal

7.3.2. Condiciones iniciales y de borde

Las condiciones iniciales del flujo se asumen como conocidas. Ambos extremos del canal están determinados por compuertas deslizantes de ancho $b = 7$ m y coeficiente $C_p = 0.61$. El tirante ubicado aguas arriba de la compuerta instalada en el extremo aguas arriba del canal es $Y_u = 3$ m y el tirante aguas abajo de la compuerta localizada aguas abajo del canal es $Y_d = 1.7$ m. Las condiciones de flujo en los canales derivadores se asumen conocidas y constantes; y las aperturas de la compuertas laterales es $B = 0.20$ m.

7.3.3. Problema de optimización para el flujo estacionario

Con el objetivo de producir una variación en los caudales derivados a través de las salidas laterales es necesario llevar a cabo una modificación en la configuración de las posiciones de las compuertas transversales del canal principal. Las compuertas C1 a C4 son operadas para tal fin mientras que la compuerta C5 ubicada en el extremo aguas abajo, permanece inmóvil y con una apertura de $b_5 = 1$ m.

Para realizar este análisis en condiciones de flujo no transitorio, el cálculo computacional se inicia a partir de determinadas condiciones iniciales y se extiende el tiempo de simulación con el objetivo de conseguir los estados estacionarios adecuados para llevar a cabo los procesos de optimización.

En la Tabla 7.10 se muestran los valores de caudales iniciales erogados durante el estado estacionario inicial y los caudales laterales deseados para el nuevo estado estacionario final.

	Q lateral 1	Q lateral 2	Q lateral 3	Q lateral 4
Estado inicial	1.00	1.00	1.00	1.00
Estado final	2.00	1.75	1.50	1.25

Tabla 7.10: Caudales (m^3/seg) laterales en los estados estacionarios.

Mediante el proceso de optimización, se obtiene la configuración de compuertas que permite

la derivación de los caudales laterales deseados. En la Tabla 7.11 se transcriben las aperturas de compuertas iniciales y las obtenidas con el fin de modificar los caudales laterales.

	C1	C2	C3	C4
Estado inicial	0.220	1.150	0.760	0.515
Estado final	0.965	0.900	0.920	1.015

Tabla 7.11: Aperturas (m) de compuertas obtenidas mediante la optimización.

7.3.4. Problemas de control en estado transitorio

Puede ser de valioso interés además, la determinación de la configuración de las posiciones de compuertas que permite derivar los caudales laterales esperados. Se analizan entonces, las sucesiones temporales de movimientos que conducen al canal de un estado estacionario inicial a un nuevo estado estacionario, minimizando las fluctuaciones producidas por la modificación en las condiciones de flujo.

7.3.4.1. Movimiento simultáneo de compuertas

Para este análisis se divide la duración total del tiempo de operación de las compuertas en intervalos constantes durante los cuales se mantienen fijas las aperturas de las estructuras. Se determinan mediante el proceso de optimización, las posiciones de las compuertas en cada intervalo con el fin de cumplir lo antes posible con la demanda en las derivaciones laterales y tratando de reducir las perturbaciones en los niveles de agua del canal.

Se lleva a cabo el estudio de una operación de compuertas de 8 horas de duración, donde los movimientos se ejecutan cada 1 hora. Las modificaciones en las aperturas se llevan a cabo de manera simultánea en las compuertas operadas (C1 a C4). En la Tabla 7.12 se muestran las aperturas de compuertas resultantes para todos los intervalos de operación.

Tiempo (hs)	0	1	2	3	4	5	6	7	8
C1	2.400	2.400	2.400	2.400	1.650	0.890	0.445	1.325	0.965
C2	1.100	2.400	2.400	1.375	1.005	0.875	0.920	0.855	0.900
C3	0.210	1.015	1.790	1.290	0.815	1.060	0.855	0.925	0.920
C4	0.100	0.100	1.180	1.280	0.910	1.135	0.875	1.060	1.015

Tabla 7.12: Esquema de aperturas (m) de compuertas.

En la Figuras 7.17 y 7.18 se presentan los caudales laterales en la primera salida del canal y en la segunda respectivamente, correspondientes a dos casos de movimientos de compuertas. El caso (a) corresponde al movimiento instantáneo de cada compuerta en la posición final (Tabla 7.11), mientras que el caso (b) representa los caudales laterales erogados mediante las

sucesiones de movimientos obtenidos en la optimización (Tabla 7.12). Además en ambos gráficos se presenta el error (Ecuación 7.8) entre los caudales laterales obtenidos y los deseados para ambas operaciones. Las variaciones de las posiciones para ambos casos de movimientos de compuertas se muestran en la Figura 7.19.

$$e_{Q_i}(\%) = 100 \frac{Q_{lat_{nec}}(i) - Q_{lat_{obt}}(i)}{Q_{lat_{nec}}(i)}, \quad (7.8)$$

donde $i = 1, 2, 3$ y 4 corresponde al índice del tramo del canal; $Q_{lat_{nec}}$ son los caudales demandados en las derivaciones y $Q_{lat_{obt}}$ son los caudales laterales producidos por la configuración temporal de movimientos de compuertas.

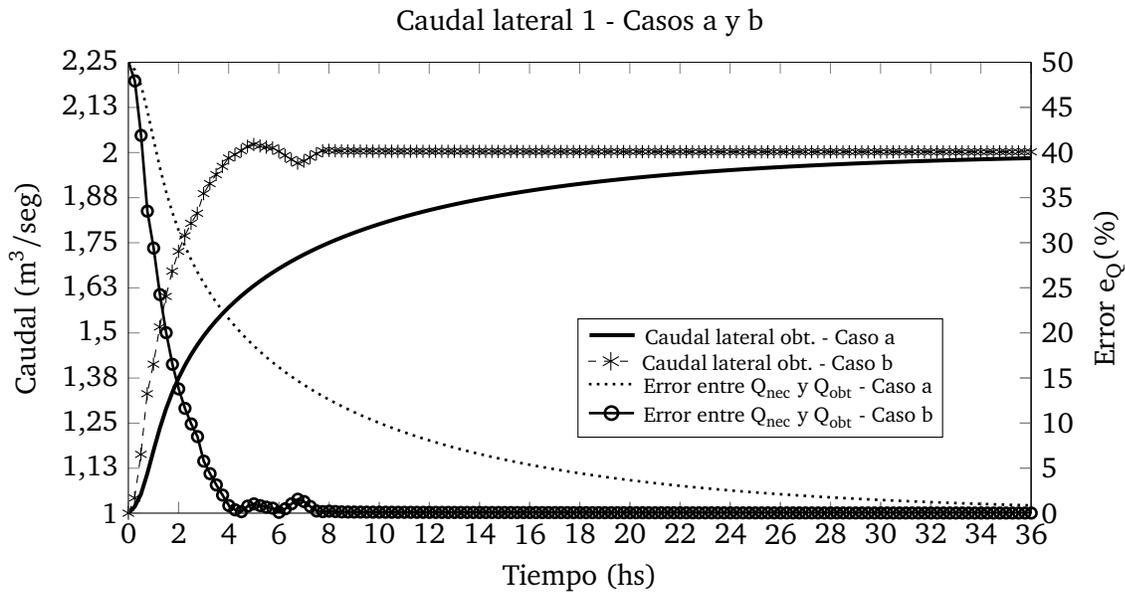


Figura 7.17: Caudal lateral en la primera salida para dos modos de movimientos de compuertas.

Es posible observar la mejora en la entrega de caudal lateral demandado en ambas salidas. En el caso (a) se logra reducir el error en el caudal entregado a un 5% luego de 18 horas del cambio de posición de las compuertas mientras que en el caso (b) este error se consigue reducir al 5% a 3.5 horas de comenzada la operación de las estructuras. Una mejora similar se obtiene en los tres caudales laterales restantes.

En la Figura 7.19 se grafican las aperturas de compuertas transversales en correspondencia con las dos primeras salidas laterales para los casos (a) y (b) obtenidas mediante la optimización y presentadas en la Tabla 7.12.

Por otro lado, es posible evaluar la calidad en la entrega de los caudales laterales por medio de varios indicadores de desempeño (Rijo y Arranja, 2005). Los indicadores de volumen relacionan tres tipos de volúmenes de agua:

- Volumen demandado (V_D): es el volumen de agua demandado en las salidas,

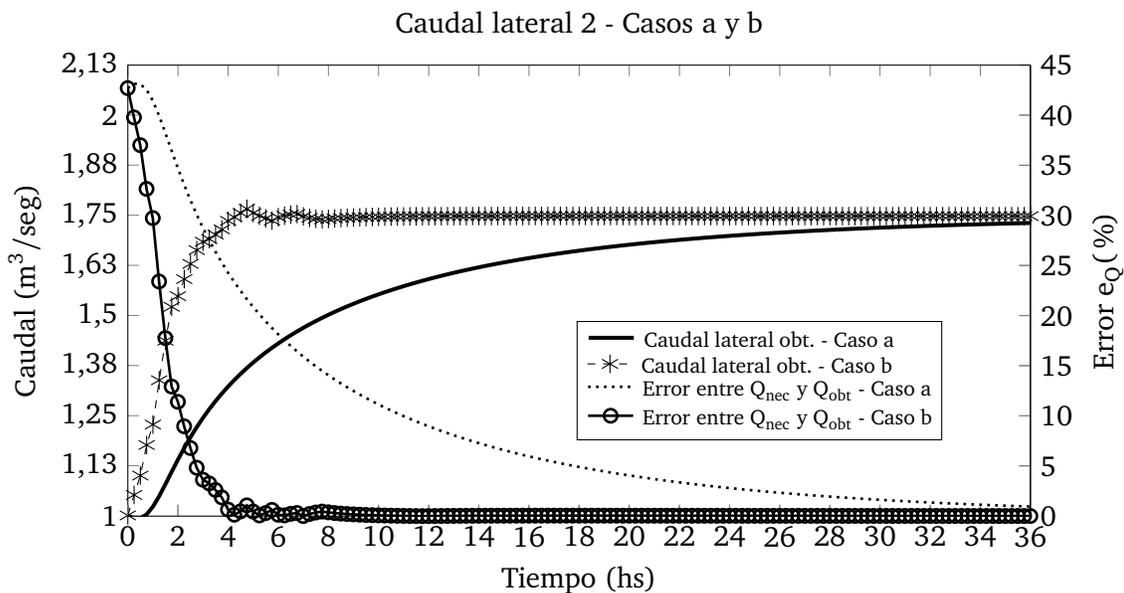


Figura 7.18: Caudal lateral en la segunda salida para dos modos de movimientos de compuertas.

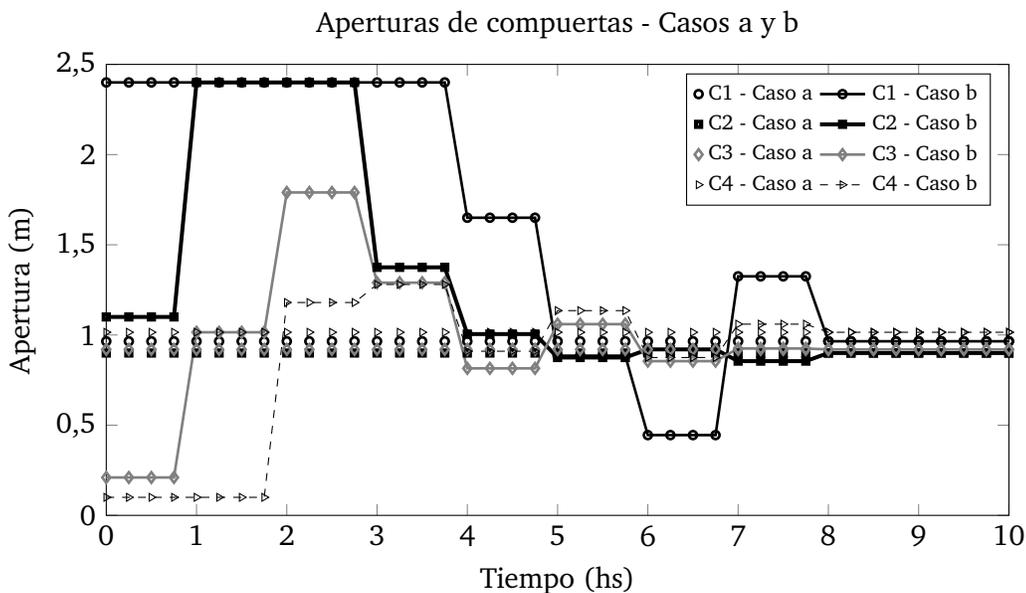


Figura 7.19: Aperturas de compuertas para dos modos de movimientos.

- Volumen suministrado (V_S): es el volumen de agua suministrado en las salidas,
- Volumen efectivo (V_E): es el la parte de volumen de agua utilizable del volumen suministrado.

El volumen efectivo se define como:

$$\begin{aligned}
 \text{si } \left(1 - \frac{l}{100}\right) Q_D \leq Q_S \leq \left(1 + \frac{l}{100}\right) Q_D &\implies Q_{EF} = Q_S \\
 \text{si } Q_S < \left(1 - \frac{l}{100}\right) Q_D &\implies Q_{EF} = 0 \\
 \text{si } Q_S > \left(1 + \frac{l}{100}\right) Q_D &\implies Q_{EF} = \left(1 + \frac{l}{100}\right) Q_D \\
 V_E &= \int Q_{EF} dt, \tag{7.9}
 \end{aligned}$$

donde l es un parámetro de eficacia de la entrega. En este caso se toma igual a 5%.

Los indicadores de volumen se definen como:

$$IND_1 = \frac{V_S}{V_D}, \tag{7.10}$$

$$IND_2 = \frac{V_{EF}}{V_D}, \tag{7.11}$$

$$IND_3 = \frac{V_{EF}}{V_S}. \tag{7.12}$$

Además, se define un indicador temporal como la relación entre el período de tiempo en que el volumen demandado es distinto de cero y el período en que el volumen efectivo es distinto de cero. Este indicador compara la duración de la entrega de volumen efectivo con la duración del período total de demanda de volumen. Se expresa como:

$$IND_4 = \frac{T_{EF}}{T_D}. \tag{7.13}$$

Cuando los indicadores (7.10) a (7.13) poseen valores cercanos a la unidad se representa un estado satisfactorio de entrega de caudales tanto en cuanto a los volúmenes distribuidos (Ecuaciones 7.10 a 7.12) como en cuanto a los tiempos de suministro (Ecuación 7.13). De forma inversa, valores cercanos a cero representan entregas de caudales deficientes.

En el Gráfico 7.20 se pueden observar los valores de los indicadores mostrados en las expresiones (7.10) a (7.13) para todas las salidas laterales y para los casos (a) y (b) de movimientos de compuertas.

Además, se presentan para su comparación los valores de exceso y déficit de volumen de agua en las derivaciones laterales durante las primeras 24 horas. En la Tabla 7.13 se presentan estos resultados para el caso de movimientos de compuerta instantáneos y el caso de movimientos escalonados.

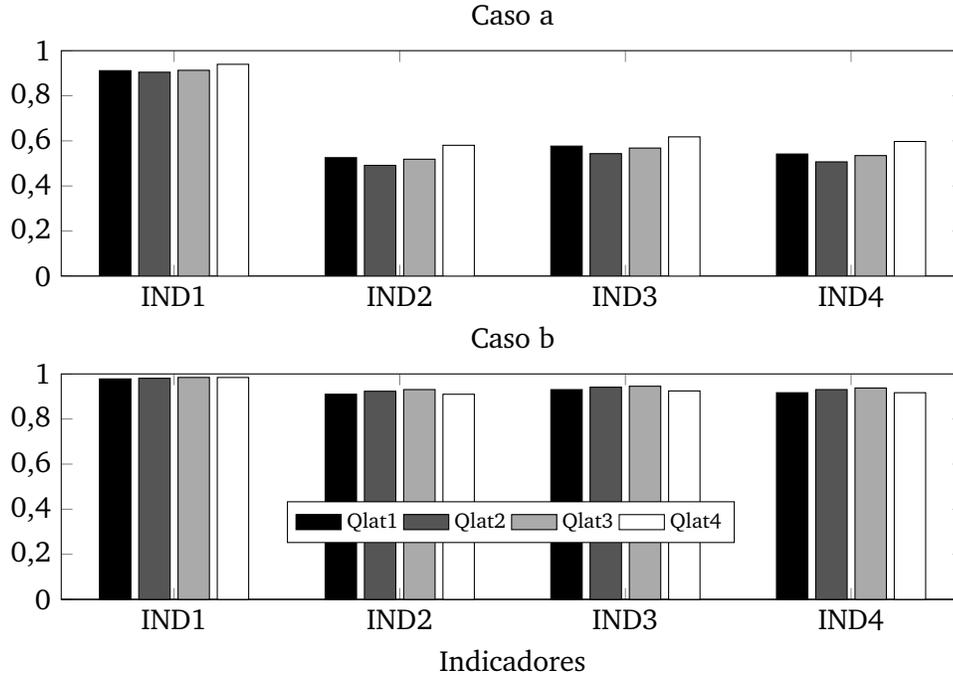


Figura 7.20: Indicadores de desempeño para los dos modos de movimientos.

	Exceso (m ³)				Déficit (m ³)			
	Qlat ₁	Qlat ₂	Qlat ₃	Qlat ₄	Qlat ₁	Qlat ₂	Qlat ₃	Qlat ₄
Caso a	0	0	0	0	23184	21807	17079	9908
Caso b	178	88	100	49	12255	14209	11253	6499

Tabla 7.13: Exceso y déficit en la entrega de caudal lateral para dos casos de movimientos.

Puede apreciarse la mejoría en el desempeño de la entrega de caudales laterales para el caso de los movimientos obtenidos mediante el proceso de optimización. En este sentido, se puede apreciar que los valores de los indicadores 2 a 4 (Ecuaciones 7.11 a 7.12 y 7.13) para los caudales laterales correspondientes al caso (a) (aperturas instantáneas) son cercanos en promedio a 0.55 mientras que para el caso (b) (aperturas sucesivas) son mayores en promedio a 0.90.

7.3.4.2. Movimiento sucesivo de compuertas

En este caso se establece una serie de movimientos aplicados en forma sucesiva en las distintas compuertas del canal a medida que un operario recorre el mismo. Esta sucesión también se determina con el fin de incrementar la derivación de caudal en las salidas laterales minimizando las fluctuaciones ocasionadas y el tiempo de entrega.

Las condiciones iniciales del flujo del canal y el nuevo estado estacionario deseado son los mismos que en el caso anterior, donde las compuertas se modifican de manera simultánea.

En particular, la duración total de operación de compuertas es de 12 horas y el primer movi-

miento se lleva a cabo en la compuerta C1. Una vez efectuado este primer movimiento, se lleva a cabo el segundo sobre la compuerta C2 luego de 1 hora. El tercer movimiento se realiza sobre la compuerta C3 y el cuarto en la C4 a intervalos constantes. Una vez que se realiza el movimiento en la compuerta del extremo, se recorre el canal en sentido opuesto.

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 7.14. Se muestran en la misma, el esquema de movimientos y las aperturas de compuertas a llevar a cabo para conducir al canal al nuevo estado estacionario. Los valores marcados con asterisco corresponden a las posiciones finales de las compuertas determinadas mediante la optimización en estado estacionario.

Tiempo (hs)	C1	C2	C3	C4
0	2.400	-	-	-
1	-	2.250	-	-
2	-	-	1.450	-
3	-	-	-	1.295
4	-	-	0.905	-
5	-	0.460	-	-
6	0.675	-	-	-
7	-	0.875	-	-
8	-	-	0.885	-
9	-	-	-	1.015*
10	-	-	0.920*	-
11	-	0.900*	-	-
12	0.975*	-	-	-

Tabla 7.14: Sucesión de aperturas (*m*) de compuertas.

Los caudales derivados en la primera y en la segunda salida lateral como consecuencia de la ejecución de esta sucesión de movimientos se muestran en las Figuras 7.21 y 7.22 (caso b). Además, se muestra el caudal erogado mediante el movimiento instantáneo de las compuertas en la posición final determinada para el estado estacionario (caso a).

Para el caso (b) se logra el 95 % de los cuatro caudales laterales demandados a partir de las 8 horas de comenzada la operación de las compuertas, mientras que en el caso (a) este porcentaje de caudal se consigue recién a las 18 horas aproximadamente. La configuración resultante de los movimientos de compuertas se muestra en la Figura 7.23. La modificación de las aperturas a la posición final de forma instantánea (caso a), se lleva a cabo en este caso, a medida que el operador recorre el canal.

Los movimientos de compuertas resultantes para este esquema de movimientos se grafican en la Figura 7.23.

Los indicadores de desempeño muestran una importante mejoría en la cantidad de volumen suministrado y el tiempo en que se logra satisfacer la demanda (Figura 7.24).

Asimismo, la Tabla 7.15 muestra los valores de exceso y déficit de volumen de agua en las

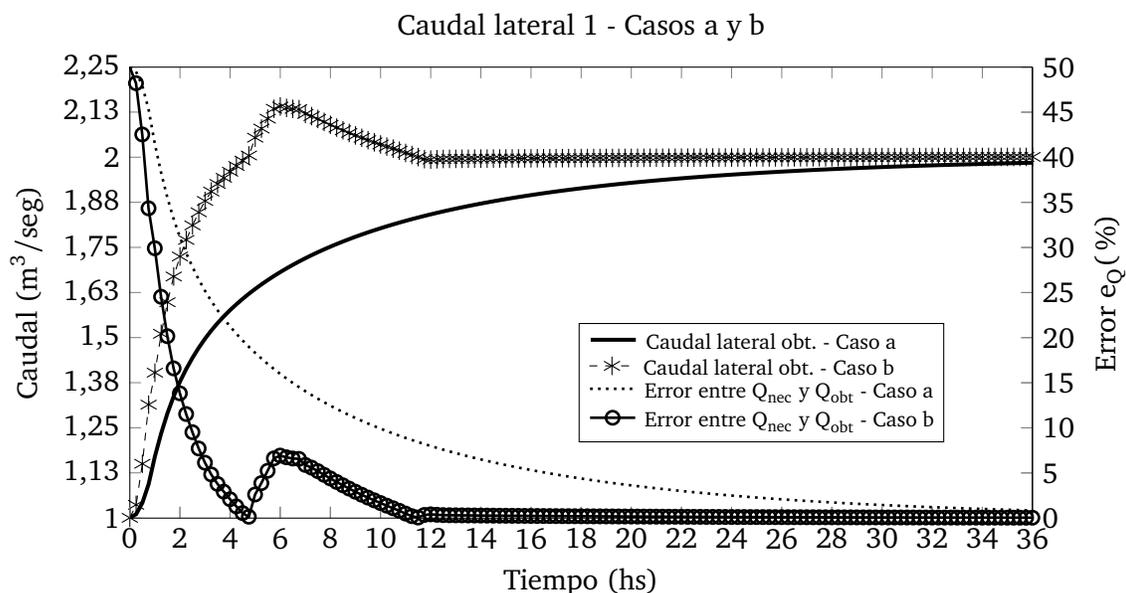


Figura 7.21: Caudal lateral en la primera salida para dos modos de movimientos de compuertas.

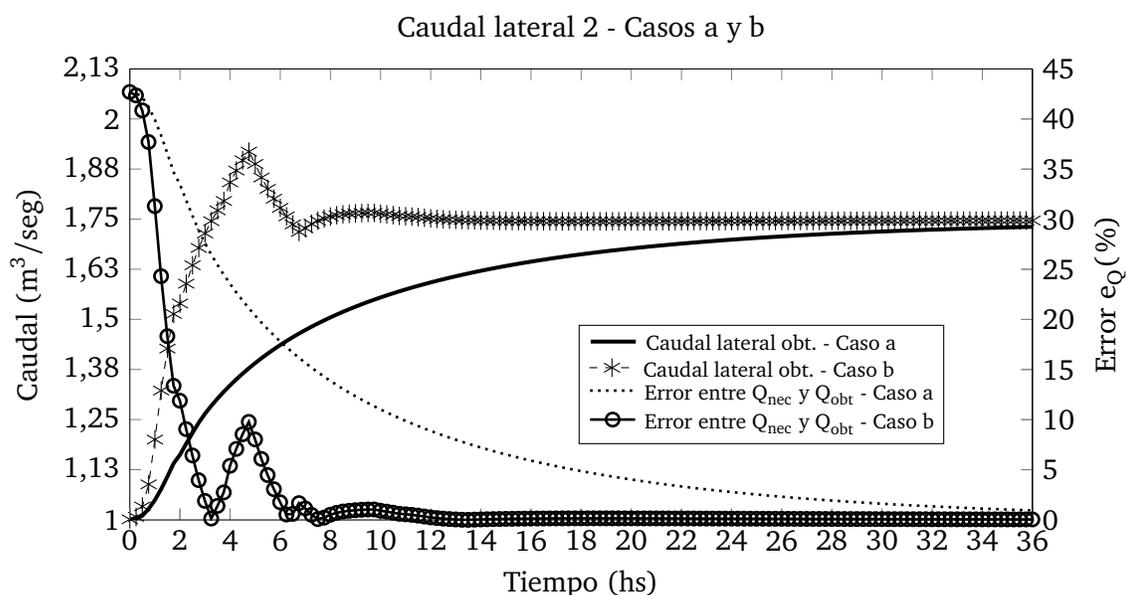


Figura 7.22: Caudal lateral en la segunda salida para dos modos de movimientos de compuertas.

derivaciones laterales erogados durante las primeras 24 horas. Se presentan los resultados para el caso de movimientos de compuerta instantáneos y para el caso de movimientos escalonados llevados a cabo en forma sucesiva.

	Exceso (m^3)				Déficit (m^3)			
	Q_{lat_1}	Q_{lat_2}	Q_{lat_3}	Q_{lat_4}	Q_{lat_1}	Q_{lat_2}	Q_{lat_3}	Q_{lat_4}
Caso a	0	0	0	0	23063	21358	16399	9875
Caso b	1759	1130	253	1014	16767	13541	11383	5141

Tabla 7.15: Exceso y déficit en la entrega de caudal lateral para dos casos de movimientos.

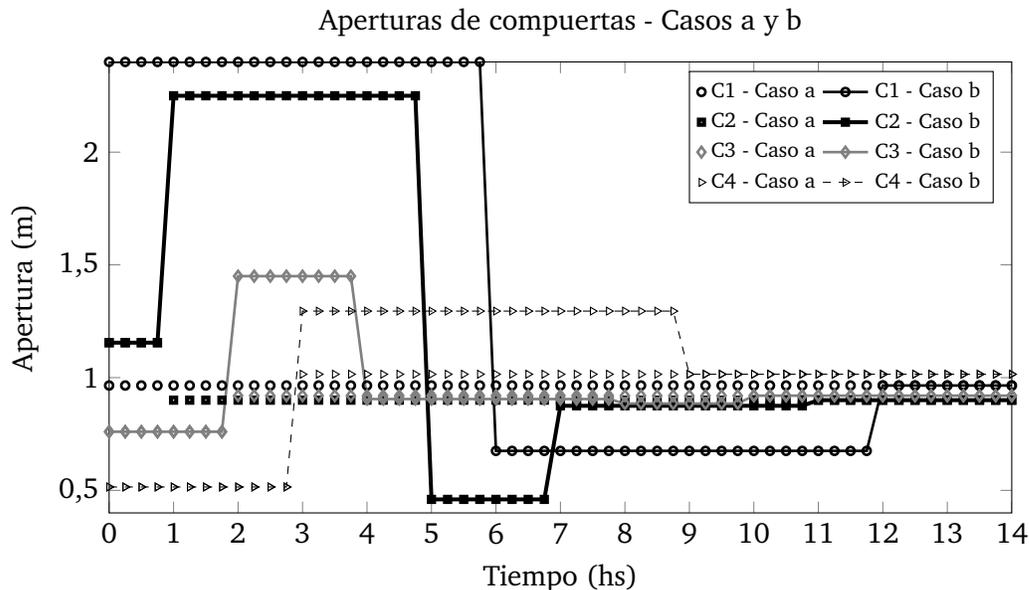


Figura 7.23: Aperturas de compuertas para dos modos de movimientos.

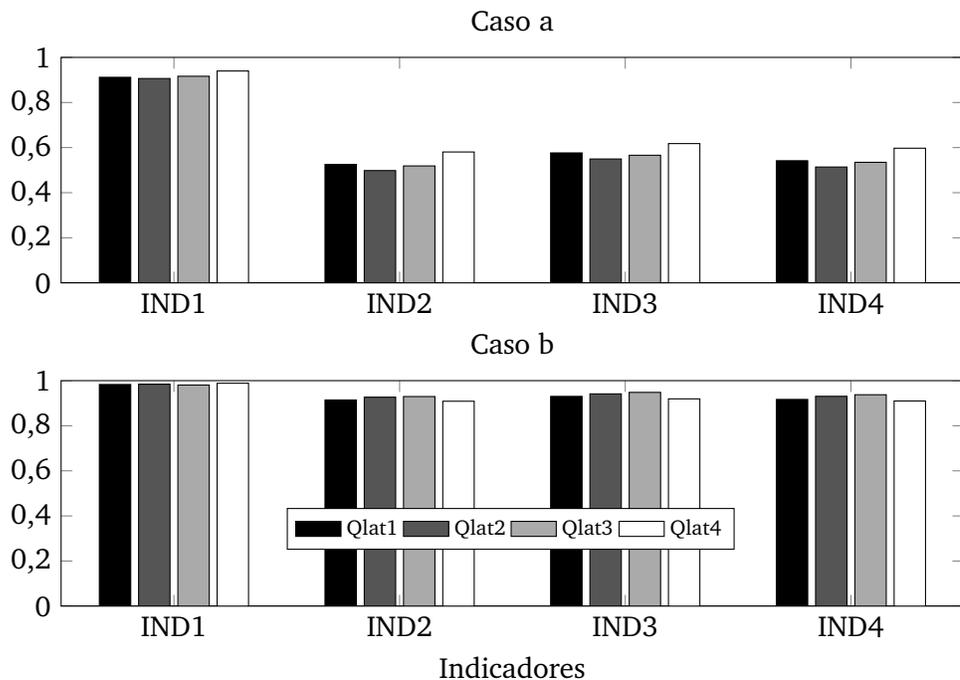


Figura 7.24: Indicadores de desempeño para los dos modos de movimientos.

7.3.5. Control de niveles de agua

Se propone la implementación de un controlador PI con el objetivo de mantener los niveles de agua constantes ante diferentes perturbaciones una vez que se ha obtenido el estado estacionario deseado. Para lograr el correcto funcionamiento de este dispositivo deben determinarse las ganancias del controlador. Debido a que el controlador actúa de forma prácticamente instantánea

ante la medición de la variable a controlar, el paso temporal se reduce para este caso a $\Delta t = 240$ seg. La geometría y las condiciones del canal analizado son las mismas que se presentaron para los casos anteriores de control.

Mediante el proceso de optimización se determinan los valores de las constantes de los controladores (k_p y k_{in} , Ecuación 5.5). Con este fin, se aplican diferentes simulaciones de perturbaciones en las condiciones del flujo en estado estacionario que desea mantenerse invariable. En este caso, se asignaron las siguientes variaciones:

- 1) Se abre una compuerta lateral adicional,
- 2) Se lleva a cabo un movimiento brusco de manera escalonada en la compuerta ubicada en el extremo aguas abajo del canal,
- 3) Se aplica una variación del nivel de agua aguas arriba de la compuerta C1.

De esta forma, se obtienen las ganancias mostradas en la Tabla 7.16.

Compuerta	C1	C2	C3	C4
k_p (-)	-4.21	-5.89	-5.50	-4.51
k_{in} (s^{-1})	-0.94	-1.84	-2.16	-0.94

Tabla 7.16: Ganancias obtenidas para el controlador PI.

El primer caso de perturbación consiste en la apertura de una compuerta adicional en la progresiva $x = 4000$ m aproximadamente, aguas arriba de la compuerta C2. En la Figura 7.25 se muestra el caudal lateral en la salida 2 para tres casos de control. El caso (i) corresponde al caudal lateral derivado cuando no se ejerce ninguna acción de control sobre las compuertas para atenuar la perturbación. El caso (ii) muestra el caudal lateral erogado cuando se lleva a cabo la regulación de los niveles de agua mediante controladores PI cuyas ganancias fueron obtenidas mediante la optimización. Finalmente, el caso (iii) muestra el caudal lateral producido mediante la regulación del canal con controladores PI no calibrados. Los valores de ganancias utilizados en este último caso son: $k_p = k_{in} = [-0.1, -4.0, -4.0, -0.1]$.

Con el objetivo de evaluar el control implementado en el canal existen tres indicadores de desempeño que fueron propuestos por Clemmens et al. (1998): el máximo error absoluto (MAE), la integral del error absoluto (IAE) y la integral del cambio absoluto de caudal (IAQ):

$$MAE = \frac{\max(|h_j - h_t|)}{h_t}, \quad (7.14)$$

$$IAE = \frac{(\Delta t/T) \sum_{j=0}^N |h_j - h_t|}{h_t}, \quad (7.15)$$

$$IAQ = \sum_{j=j_1}^N (|Q_j - Q_{j-1}|) - |Q_0 - Q_N|, \quad (7.16)$$

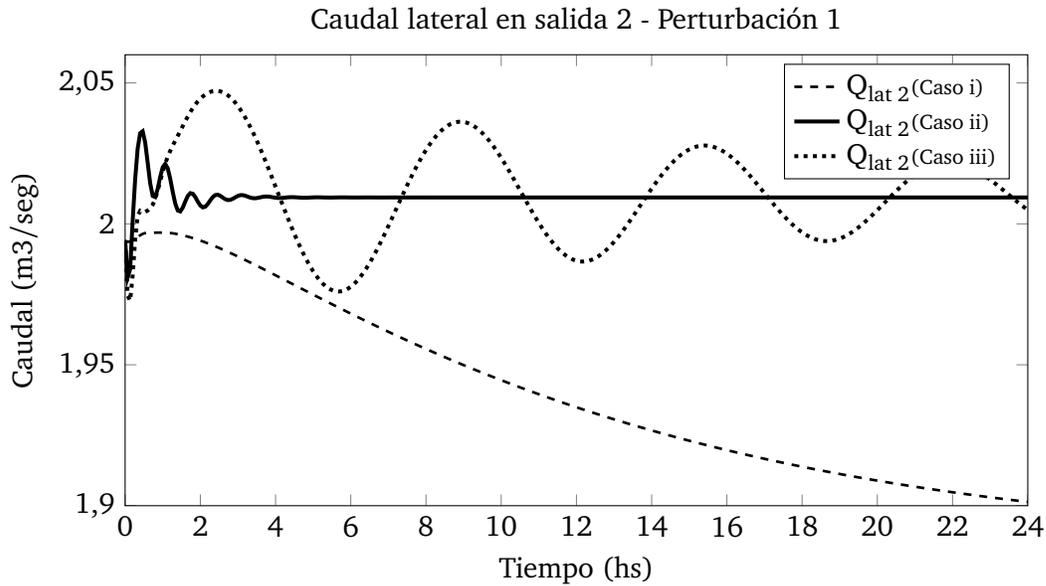


Figura 7.25: Caudales laterales en salida 2 ante la perturbación 1.

donde:

N es el número de intervalos de tiempo,

h_j (m) es el nivel de agua en el intervalo j ,

h_t (m) es el nivel de agua deseado,

Δt (s) es el intervalo de tiempo de regulación que se mantiene constante durante el tiempo de prueba T (s),

Q_j (m^3/s) es el caudal en la compuerta en el tiempo j ,

Q_0 y Q_N (m^3/s) son, respectivamente, el caudal inicial y el caudal final en la compuerta.

El indicador MAE cuantifica la desviación máxima entre el nivel de agua deseado y el valor real. El IAE indica cuán grande (y durante cuánto tiempo) el nivel de agua se aleja del nivel deseado. El IAQ (m^3/s) se refiere a los cambios en el caudal en las compuertas. Una fluctuación repentina de caudal puede provocar oscilaciones excesivas en los niveles de agua, lo que produce una situación indeseable. El segundo término en la Ecuación 7.16 es la diferencia entre los caudales iniciales y finales y permite que el valor mínimo de IAQ sea cero. Cuanto menor sea el valor de estos indicadores, mejor es el desempeño de la acción de control aplicada sobre un canal.

Los valores de estos indicadores de desempeño de los controladores durante la perturbación 1 para los tres casos presentados (i, ii y iii) se muestran en la Tabla 7.17. Asimismo, se muestra el volumen de agua entregado en exceso y en déficit en todas las compuertas laterales y para todos los casos durante el período de 24 hs iniciado con la perturbación del flujo (Tabla 7.18)

Para el segundo caso, la secuencia de movimientos llevados a cabo en la compuerta ubicada

	MAE (%)		IAE (%)		IAQ (m ³ /s)	
	Máx.	Prom.	Máx.	Prom.	Máx.	Prom.
Caso i	21.7	16.1	19.3	13.3	0.03	0.02
Caso ii	3.0	2.5	0.1	0.0	0.10	0.00
Caso iii	4.3	3.1	1.5	0.5	0.30	0.03

Tabla 7.17: Indicadores de desempeño de los controladores PI. Perturbación 1

	Exceso (m ³)				Déficit (m ³)			
	Qlat ₁	Qlat ₂	Qlat ₃	Qlat ₄	Qlat ₁	Qlat ₂	Qlat ₃	Qlat ₄
Caso a	0	0	13054.6	10753.7	0	0	0	0
Caso b	689.4	744.9	784.6	594.7	0	0	0	0
Caso c	1130.5	742.9	777.6	735.3	0	0	0	0

Tabla 7.18: Exceso y déficit en la entrega de caudal lateral durante la perturbación 1.

aguas abajo del canal para producir la perturbación del flujo del canal, se muestra en la Tabla 7.19

Tiempo (hs)	Apertura (m)
0.0	1.00
4.0	0.75
12.0	1.15
16.0	0.75
18.0	1.15
20.0	1.00

Tabla 7.19: Movimientos de compuerta C5 (Perturbación 2).

En la Figura 7.26 se puede observar el caudal lateral en la salida lateral 4 ubicada aguas arriba de la compuerta C5 durante la simulación de la segunda perturbación. Se presentan también los distintos casos representados en la Figura 7.25. El caso (i) muestra el resultado de la perturbación ante la nula acción de control sobre el canal, el caso (ii) corresponde a la acción de los controladores calibrados mediante optimización y para el caso (iii) se utilizan controladores con ganancias elegidas al azar.

De manera similar, en la Tabla 7.20 se muestran los indicadores de desempeño del controlador para los tres casos y en la Tabla 7.21 se pueden observar los volúmenes en exceso y déficit durante la segunda perturbación.

Por último, se muestra la variación del tirante ubicado aguas arriba de la compuerta inicial del canal que determina la tercera perturbación en la Tabla 7.22.

A continuación se presenta la comparación del caudal derivado por la salida lateral 1 ubicada aguas abajo de la compuerta C1 durante la tercera perturbación. Se muestran los tres casos de control estudiados: caso (i): sin acción de control, caso (ii): acción de controladores calibrados mediante el proceso de optimización y caso (iii): acción de controladores con ganancias elegidas

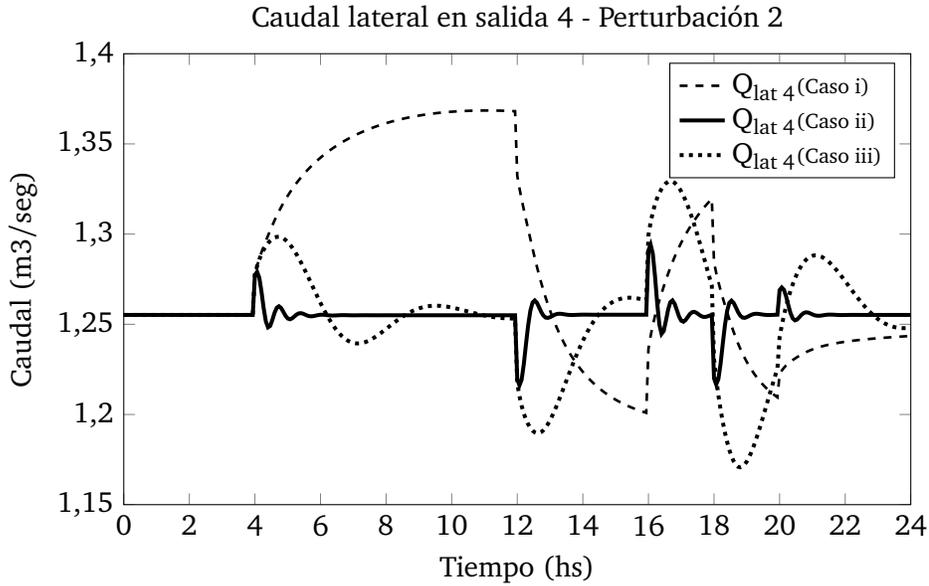


Figura 7.26: Caudales laterales en salida 4 ante la perturbación 2.

	MAE (%)		IAE (%)		IAQ (m ³ /s)	
	Máx.	Prom.	Máx.	Prom.	Máx.	Prom.
Caso i	18.0	7.9	7.2	3.5	0.53	0.19
Caso ii	6.0	4.0	0.3	0.2	0.43	0.36
Caso iii	12.4	4.5	3.2	1.2	0.64	0.25

Tabla 7.20: Indicadores de desempeño de los controladores PI. Perturbación 2

	Exceso (m ³)				Déficit (m ³)			
	Qlat ₁	Qlat ₂	Qlat ₃	Qlat ₄	Qlat ₁	Qlat ₂	Qlat ₃	Qlat ₄
Caso i	0	0	640.4	3167.1	2739.8	1415.3	663.9	801.0
Caso ii	53.4	48.0	53.0	96.5	58.2	49.2	52.1	103.5
Caso iii	580.4	11.6	16.1	895.4	707.6	12.9	14.7	924.8

Tabla 7.21: Exceso y déficit en la entrega de caudal lateral durante la perturbación 2.

Tiempo (hs)	Tirante (m)
0.0	3.5
2.0	2.5
3.0	3.4
3.5	2.3
4.0	3.0

Tabla 7.22: Movimientos de tirante Y_u (Perturbación 3).

al azar.

Por último se exponen los indicadores de desempeño para la acción de control llevada a cabo ante la variación de tirante aguas arriba de la primer compuerta (Tabla 7.23) y los valores de los volúmenes en exceso y déficit para los tres casos ejemplificados (Tabla 7.24)

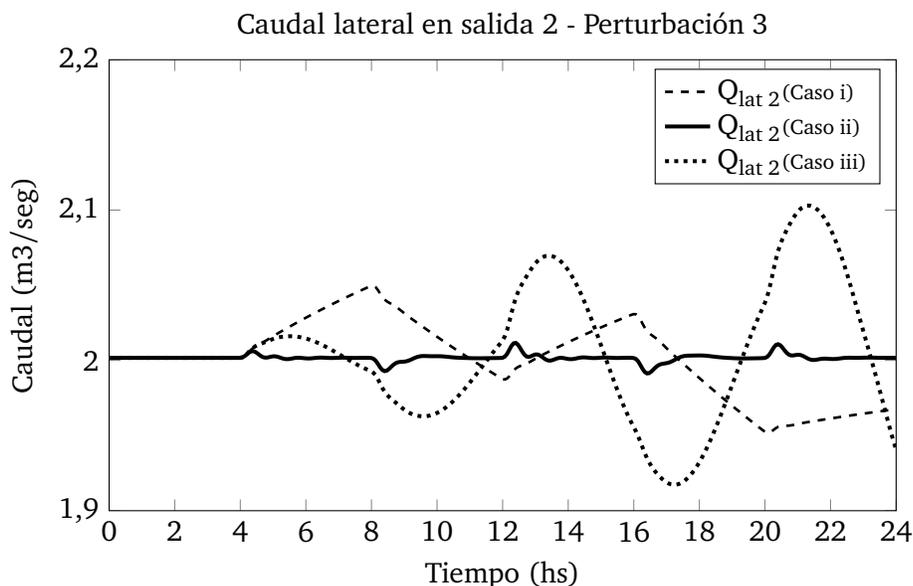


Figura 7.27: Caudales laterales en salida 1 ante la perturbación 3.

	MAE (%)		IAE (%)		IAQ (m ³ /s)	
	Máx.	Prom.	Máx.	Prom.	Máx.	Prom.
Caso i	4.8	2.7	2.0	1.1	0.21	0.08
Caso ii	1.0	0.3	0.1	0.0	0.08	0.01
Caso iii	10.2	2.6	3.1	0.8	0.64	0.15

Tabla 7.23: Indicadores de desempeño de los controladores PI. Perturbación 3

	Exceso (m ³)				Déficit (m ³)			
	Qlat ₁	Qlat ₂	Qlat ₃	Qlat ₄	Qlat ₁	Qlat ₂	Qlat ₃	Qlat ₄
Caso a	841.7	532.5	353.6	213.2	887.8	364.3	154.4	62.2
Caso b	50.6	1.2	3.1	0	51.8	2.1	0	1.2
Caso c	1493.0	5.0	3.1	0	1230.0	7.1	0	1.2

Tabla 7.24: Exceso y déficit en la entrega de caudal lateral durante la perturbación 3.

Para todos los ejemplos de perturbaciones de las condiciones del flujo del canal mostrados, se logra un control eficiente a partir de la obtención de las ganancias de los dispositivos PI mediante el procedimiento de optimización. Es posible observar además, las diferencias entre las acciones de control llevadas a cabo mediante controladores calibrados y las ejecutadas por dispositivos cuyas ganancias fueron elegidas al azar.

Los valores resultantes para los indicadores *MAE* y *IAQ* muestran una importante mejoría en la supresión de variaciones en los niveles de agua ante la aplicación de perturbaciones cuando se lleva a cabo una acción de control (Caso (i) frente a los casos (ii) y (iii)). Al comparar los casos (ii) y (iii) (controladores calibrados y sin calibrar, respectivamente) se puede observar que la acción de los controladores cuyas ganancias fueron obtenidas mediante optimización es más eficiente, sobre todo en relación al valor máximo del indicador *MAE*.

En cuanto al indicador *IAQ* es necesario notar que como mide los cambios de caudales en las compuertas, los valores obtenidos varían según la perturbación aplicada. Por ejemplo, el valor promedio para la perturbación 2 es mayor para el caso donde se ejerce acción de control mediante dispositivos calibrados. En este caso, se llevan a cabo movimientos que provocan una fluctuaciones sensiblemente mayores que en los casos restantes (casos i y iii).

Capítulo 8

Conclusiones

En el presente capítulo se resumen las problemáticas evaluadas durante el desarrollo de este trabajo. Asimismo, se exponen las contribuciones más importantes obtenidas a partir de las tareas de investigación. Por último, se enumeran las publicaciones realizadas y se comentan los posibles trabajos a llevar a cabo en el futuro.

8.1. Sumario

La problemática de la escasez del agua en varias partes del mundo se ha intensificado en estos últimos años. El cambio climático y la contaminación ambiental, son algunas de las causas de la disminución de la disponibilidad del recurso. Además, el sector agrícola en particular, ha venido aumentando su demanda en pos de satisfacer las exigencias alimentarias de una población mundial en constante crecimiento.

En consecuencia, resulta imperioso el estudio de técnicas que tiendan a hacer más eficientes los sistemas de distribución, manejo y almacenamiento del agua. En este sentido, la presente tesis plantea como principal objetivo el análisis de los procedimientos utilizados en la operación de canales abiertos.

El conocimiento de los estados, tanto estacionarios como transitorios, del flujo de un canal, permite poseer una comprensión precisa del comportamiento del agua dentro de la infraestructura disponible, que resulta indispensable para poder llevar a cabo planificaciones de protocolos de entrega de agua, estimaciones de posibles inconvenientes o fluctuaciones de reservas y proyectos factibles para el mejoramiento del sistema, entre otras finalidades.

Para llevar a cabo análisis del comportamiento hidráulico de un canal, es posible utilizar un modelo matemático que describa la dinámica del flujo en canales. Sin embargo, para que el modelo represente la realidad de manera precisa, es necesaria la determinación de ciertos

parámetros que intervienen en la dinámica del flujo y que no pueden ser medidos de forma directa, como lo son los coeficientes de rugosidad o coeficientes de Manning.

Con este objetivo, se presentó una metodología para la determinación de estos parámetros a partir de la medición de variables de flujo como tirantes y caudales. La comparación de estos valores con los valores simulados a partir de coeficientes propuestos se llevó a cabo mediante una función objetivo. Mediante la misma, es posible formular el problema de identificación como uno de optimización en la cual los valores adecuados de las variables a identificar corresponden a aquellos que minimizan dicha función.

De la misma manera, se planteó el problema de la identificación de la capacidad de transporte de un canal de sección compuesta a partir de valores de las variables del flujo. Este parámetro incluye las propiedades de la rugosidad del lecho en su definición y su obtención es menos costosa desde el punto de vista computacional.

Por otro lado, en un canal abierto administrado mediante gravedad, la entrega de caudales está determinada por los niveles de agua, en particular, en las zonas donde se encuentran las estructuras hidráulicas o compuertas que permiten la derivación de flujo. Por este motivo es necesario conocer los estados estacionarios de flujo que permiten la derivación de los caudales deseados.

Entonces, resulta de gran interés la determinación de las configuraciones de posiciones de compuertas que permiten la derivación de ciertos caudales laterales demandados. Además, cuando se desean variar las cantidades suministradas por las salidas laterales, es necesario llevar a cabo modificaciones en las condiciones de las estructuras del canal. Estas variaciones crean estados transitorios de flujo que provocan fluctuaciones en los niveles de agua en el canal y, en consecuencia, conducen a excesos y/o déficits en los caudales en las derivaciones laterales. Por lo tanto, es de suma importancia, establecer los movimientos necesarios para conducir al canal a un estado estacionario distinto, tratando de minimizar las perturbaciones en el flujo.

Con este fin, se propusieron dos secuencias de movimientos que pueden ser implementadas dependiendo de las características del canal y de los recursos disponibles. Una posible secuencia de ejecución de los cambios en las estructuras se aplica de manera simultánea y durante cierto intervalo de tiempo en todas las compuertas que pueden ser operadas. En este caso, el tiempo total de operación se divide en intervalos donde las posiciones de las compuertas permanecen constantes y se determinan las secuencias de aperturas para cada una de ellas. Este esquema implica que las compuertas disponen de dispositivos automáticos que permiten su operación simultánea y a distancia.

Asimismo, se estudió una secuencia de movimientos alternativa llevada a cabo por un operador que recorre el canal en varios sentidos. El intervalo total de operación depende de la cantidad de movimientos que deseen aplicarse y del tiempo que tarda el *canalero* en llegar a cada estructura. De esta forma, se obtienen las posiciones de compuertas que debe ir estableciendo el operario

a medida que recorre las estructuras del canal. Este tipo de secuencia de movimientos también puede analizarse para varios operarios recorriendo el canal y con distintos medios de transporte lo que brinda la posibilidad de establecer protocolos de operación óptimos de compuertas aún con escasos recursos, es decir, sin dispositivos que se operen de manera central y a distancia.

Una vez establecidos los estados de flujo necesarios para llevar a cabo distribuciones precisas de caudales, resulta indispensable que los niveles de agua permanezcan constantes ante perturbaciones imprevistas del flujo del canal. Para esto, se propuso la implementación de un controlador automático del tipo PI cuyo desempeño depende de la determinación de sus constantes denominadas ganancias.

Los tres problemas de control aludidos consisten en la determinación de las historias temporales de movimientos de compuertas. De igual manera que el problema de identificación, es posible formular los mismos como problemas de optimización no lineal.

La forma general de resolución de los problemas de optimización consiste en la combinación de una simulación hidrodinámica del flujo en canales con una técnica estocástica de optimización global. El modelo computacional programado resuelve las ecuaciones que describen el flujo en canales (Ecuaciones de Saint Venant) mediante el Método de Diferencias Finitas. En cuanto a la técnica de optimización, se utilizó el Método de Recocido Simulado.

El código computacional que resuelve la hidrodinámica de canales fue validado satisfactoriamente mediante la comparación de resultados con el programa *HEC-RAS*, cuyo adecuado desempeño es ampliamente reconocido. Fue posible demostrar que el código programado reproduce en forma precisa las condiciones de flujo del canal modelado en *HEC-RAS*.

Se presentó un ejemplo numérico de la metodología propuesta para la identificación de parámetros de rugosidad en un canal. Es posible apreciar la precisa identificación de los coeficientes de Manning lograda a partir sólo una estación de medición ubicada aguas abajo del canal y con el registro de datos cada dos horas. En cuanto al estudio de la identificación a partir de datos con errores de medición, se observó que la obtención de los parámetros buscados mejora si se lleva a cabo la identificación a partir de datos obtenidos de varias estaciones de medición. Asimismo, se incrementa la precisión si se utilizan en forma conjunta, series temporales de tirantes y de caudales para el proceso de identificación.

De igual modo, se desarrolló un caso numérico para mostrar la obtención del coeficiente de capacidad de transporte. De este análisis, se puede notar que se consigue una satisfactoria aproximación de la curva de capacidad de transporte real aún con errores de medición del 10% en los datos de tirantes de flujo.

Por otro lado, se expusieron resultados relacionados con la obtención de las configuraciones de las posiciones de compuertas necesarias para llevar a cabo la erogación de ciertos caudales laterales. Para el caso de que exista la posibilidad de operar las compuertas de manera simultánea

y a distancia, se muestra que es factible obtener una sucesión temporal de las aperturas que deben disponerse en las compuertas para conducir el canal a la condición de flujo que permite derivar determinados caudales demandados minimizando las fluctuaciones producidas por las variaciones. Además, con el mismo fin, se presenta la obtención de un esquema de movimientos que puede ser ejecutado por un operario a medida que recorre el canal.

Por último, se llevó a cabo la calibración de los controladores tipo PI por medio de la identificación de las constantes de los mismos a través de la simulación de diferentes perturbaciones del estado estacionario deseado. En un ejemplo numérico, se muestra la obtención de las ganancias de los controladores que actúan ante tres tipos de perturbaciones de flujo diferentes. Se exhibe un eficaz funcionamiento de los dispositivos calibrados que proporcionan una satisfactoria acción de control para minimizar las fluctuaciones y llevar el canal al estado estacionario original.

8.2. Contribuciones más importantes

- Se desarrolló un código computacional en ambiente *MATLAB* que resuelve las ecuaciones que describen la hidrodinámica de canales abiertos (Ecuaciones de Saint Venant) mediante el Método de Diferencias Finitas esquema implícito.
- Se formuló el problema de calibración para la determinación del coeficiente de rugosidad de Manning y de la capacidad de transporte de un canal de sección compuesta, como uno de optimización matemática.
- Se formularon los problemas de control de canales como problemas de optimización matemática. Mediante la resolución de estos problemas es posible:
 - Hallar las posiciones de compuertas que permiten la erogación de determinados caudales laterales en estado de flujo estacionario.
 - Obtener secuencias temporales de movimientos de compuertas que conducen al canal a un nuevo estado de flujo estacionario deseado con el objetivo de satisfacer determinadas demandas de caudales.
 - Implementar un controlador automático para mantener constantes los niveles de flujo ante posibles perturbaciones imprevistas de las condiciones del canal.
- Se desarrolló un método computacional para resolver de igual forma, los problemas de optimización planteados. La resolución de las ecuaciones hidrodinámicas programada en *MATLAB* se combinó con la programación del método de optimización Método de Recocido Simulado.

8.3. Publicaciones realizadas

A continuación se enumeran las participaciones en congresos y publicaciones llevadas a cabo durante el desarrollo de las tareas de investigación.

- *Un Método de Calibración Para el Flujo Transitorio en Canales empleando una Técnica Estocástica de Optimización Global*. Autores: Martorana J., Cortínez V. H., III Congreso de Matemática Aplicada Computacional e Industrial (MACI), Bahía Blanca, 9 al 10 de Mayo de 2011 (pp. 447-450)
- *Control Óptimo de Canales de Riego Mediante una Técnica Estocástica de Optimización Global*. Autores: Martorana J., Cortínez V. H., III Proyecto Integrador para la Mitigación de la Contaminación Atmosférica (PROIMCA) - I Proyecto Integrador para el Desarrollo de la Calidad del Agua (PRODECA), Mendoza, 23 al 25 de Agosto de 2011 (pp. 481-490)
- *Control de niveles de agua en canales de riego*. Autores: Martorana J., Cortínez V. H., X Congreso Argentino de Mecánica Computacional, Salta, 13 al 16 de Noviembre 2012 (Vol XXXI, pp. 495-507)
- *Identificación de la Capacidad de Transporte en Canales de Sección Compuesta en Condiciones de Flujo Transitorio*. Autores: Martorana J., Cortínez V. H., IV Congreso de Matemática Aplicada Computacional e Industrial (MACI), Buenos Aires, 15 al 17 de Mayo de 2013 (pp. 413-416)

8.4. Trabajos futuros

La necesidad de efectuar cálculos computacionales en numerosas oportunidades en el contexto de un problema dinámico, justifica la investigación de métodos más veloces que el Método de las Diferencias Finitas. Si bien en este trabajo se han obtenido resultados en tiempos adecuados, se ha mostrado que es posible conseguir soluciones de precisión con esquemas de muy pocos grados de libertad mediante el Método de Cuadratura Diferencial (Cortínez et al., 2001). Estas soluciones responderían particularmente a la necesidad de obtener respuestas en los tiempos necesarios para llevar a cabo el control en tiempo real.

Para problemas asociados con flujo en canales abiertos con aplicaciones en ingeniería de costas, se han obtenido buenos resultados con una variante de cuadratura diferencial (Hashemi et al., 2006; 2007; 2008). Para aplicaciones en canales de riego, se han empleado exitosamente enfoques similares (Dulhoste et al., 2004; 2007, Igreja y Lemos, 2008). En particular, es posible estudiar variantes de esta metodología desde un contexto más general como es el Método de Colocación Generalizada siguiendo los trabajos de Bellomo et al. (1997, 2001) y de Revelli y

Ridolfi (2008).

Para esto, se analizarán especialmente los tiempos de cálculo necesarios para alcanzar diferentes grados de precisión. Esto último está asociado a la cantidad de puntos de colocación necesaria. Asimismo, se buscará establecer cuáles de las variantes se mantienen más estables si es necesario aumentar el número de puntos de colocación en ciertos escenarios (ya que algunas de las variantes de colocación han presentado inestabilidades en tal sentido).

Para la aplicación de estos enfoques en problemas de control en tiempo real tiene interés el desarrollo de modelos simplificados de muy baja demanda de tiempo computacional aunque resignando cierto grado de precisión dentro de determinados límites razonables.

Interesa entonces, combinar un esquema de colocación generalizada mínimo (con el menor número posible de puntos de colocación) modificado con coeficientes de corrección a determinar mediante comparaciones con soluciones numéricas precisas de las Ecuaciones Hidrodinámicas. Se trata de un esquema simplificado de las ecuaciones de Saint Venant, combinado con el concepto de modelo tipo caja gris. Esto permitiría el desarrollo de un modelo simplificado para aplicaciones *on-line*.

Referencias

- Water for food, water for life: A comprehensive assessment of water management is available. Earthscan and Colombo: International Water Management Institute, 2007.
- La cuestión del agua. algunas consideraciones sobre el estado de los recursos hídricos de la argentina. Academias Nacionales de Ciencias Económicas; Ciencias Exactas, Físicas y Naturales; Ingeniería, 2010.
- Aarts E., Korst J., y Michiels W. Simulated annealing. E.K. Burke y G. Kendall, editores, *Search Methodologies*, páginas 187–210. Springer US, 2005.
- Aarts E.H.L. y Lestra J.K. *Local Search in Combinatorial Optimization*. Princeton University Press, Princeton, NJ, 2003.
- Abbott M.B. *Computational Hydraulics: Elements of the Theory of Free Surface Flows*. Pitman, 1979.
- Abbott M.B. y Basco D. *Computational Fluid Dynamics: an Introduction for Engineers*. Longman Scientific & Technical, 1989.
- Abida H. Identification of compound channel flow parameters. *Journal of Hydrology and Hydro-mechanics*, 57(3):172–181, 2009.
- Akan A.O. *Open Channel Hydraulics*. Butterworth-Heinemann/Elsevier, 2006.
- Albuquerque F.G. y Labadie J.W. Optimal nonlinear predictive control for canal operations. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 123(1):45–54, 1997.
- Amein M. An implicit method for numerical flood routing. *Water Resources Research*, 4(4):719–726, 1968.
- Aström K.J. y Hägglund T. *PID Controllers: Theory, Design and Tuning*. Instrument Society of America, Research Triangle Park, N.C., 1995.
- Barnes H.H. Roughness characteristics of natural channels. *U.S. Geological Survey, U. S. Government Press*, 1967.
- Baume J.P., Malaterre P.O., y Sau J. Tuning of pi controllers for an irrigation canal using optimization tools. *Workshop on Modernization of Irrigation Water Delivery Systems, Phoenix, Arizona*, páginas 483–500, 1999.

- Becker L. y Yeh W.W.G. Identification of parameters in unsteady open channel flows. *Water Resources Research*, 8(4):956–965, 1972.
- Becker L. y Yeh W.W.G. Identification of multiple reach channel parameters. *Water Resources Research*, 9(2):326–335, 1973.
- Bellomo N. Nonlinear models and problems in applied sciences from differential quadrature to generalized collocation methods. *Mathematical and Computer Modelling*, 26(4):13–34, 1997.
- Bellomo N., De Angelis E., Graziano L., y Romano A. Solution of nonlinear problems in applied sciences by generalized collocation methods and mathematica. *Computers and Mathematics with Applications*, 41:1343–1363, 2001.
- Burt C.M., Mills R.S., Khalsa R.D., y Ruiz C. Improved proportional-integral (pi) logic for canal automation. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 124(1):53–57, 1998.
- Buyalski C.P., Ehler D., Falvey H.T., Rogers D.C., y Serfozo E.A. *Canal Systems Automation Manual Vol. 1*. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, US, 1991.
- Calcagno A., Mendiburo N., y Gaviño Novillo M. Informe nacional sobre la gestión del agua en argentina. 2000.
- Chang W. Nonlinear system identification and control using a real-coded genetic algorithm. *Applied Mathematical Modelling*, 31:541–550, 2007.
- Chanson H. *The hydraulics of open channel flow: an introduction*. Elsevier, 2004.
- Chertok D.L. y Lardner R.W. Variational data assimilation for a nonlinear hydraulic model. *Applied Mathematical Modelling*, 20(9):675–682, 1996.
- Chow V.T. *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw-Hill, 1994.
- Chow V.T., Maidment D.R., y Mays L.W. *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill, 1994.
- Clemmens A., Kacerek T., Grawitz B., y Schuurmans W. Test cases for canal control algorithms. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 124(1):23–30, 1998.
- Cortínez V.H., Piovan M.T., y Machado S. Differential quadrature method for vibration analysis of composite thin walled curved beams. *Journal of Sound and Vibration*, 246:551–555, 2001.
- Cortínez V.H., Vidal M.C., y Girón P.G. Optimización de las condiciones acústicas en recintos industriales. *Mecánica Computacional*, XXVI:59–73, 2007.
- Cowan W.L. Estimating hydraulic roughness coefficients. *Agricultural Engineering*, 37(7):473–475, 1956.
- Cunge J.A., Holly F.M., y Verwey A. *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Pitman, 1980.
- Depeweg H. y Méndez N. *A New Approach to Sediment Transport in the Design and Operation of Irrigation Canals*. Taylor & Francis-Balkema, 2007.
- Dulhoste J., Georges D., y Besançon G. Nonlinear control of open-channel water flow based on

- collocation control model. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 130(3):254–266, 2004.
- Dulhoste J., Georges D., Besançon G., y Jerez C. Comparación de controladores de nivel para canales abiertos basados en un modelo por colocación. *Información Tecnológica*, 18(6):13–18, 2007.
- Černý V. Thermodynamical approach to the traveling salesman problem: an efficient simulation algorithm. *Journal of Optimization Theory Applications*, 45:41–51, 1985.
- Fletcher C.A.J. *Computational Techniques for Fluid Dynamics 1*. Springer, 1991.
- Fread D.L. y Smith G.F. Calibration technique for 1-d unsteady flow models. *Journal of the Hydraulics Division*, 104(7):1027–1043, 1978.
- French R.H. *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw-Hill, 1988.
- García Villanueva N.H., Barrios Domínguez J., y Ramírez Luna J. Método para el control de canales. *X Congreso Nacional de Irrigación, Chihuahua, México*, páginas 111–118, 2000.
- Hashemi M.R., Abedini M., y Malekzadeh P. Numerical modeling of long waves in shallow water using incremental differential quadrature method. *Ocean Engineering*, 33:1749–1764, 2006.
- Hashemi M.R., Abedini M., y Malekzadeh P. A differential quadrature analysis of unsteady open channel flow. *Applied Mathematical Modelling*, 31:1594–1608, 2007.
- Hashemi M.R., Abedini M., Neill S., y Malekzadeh P. Tidal and surge modeling using differential quadrature: A case study in the bristol channel. *Coastal Engineering*, 55(10):811–819, 2008.
- Henderson F.M. *Open Channel Flow*. Macmillan, 1966.
- Igreja J. y Lemos J. Nonlinear model predictive control of a water distribution canal pool. *Nonlinear Model Predictive Control, Lecture Notes in Control and Information Sciences*, 384:521–529, 2008.
- Khatibi R.H., Williams J.J.R., y Wormleaton P.R. Identification problem of open-channel friction parameters. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(12):1078–1088, 1997.
- Khatibi R.H., Wormleaton P.R., y Williams J.J.R. Parameter quality conditions in open-channel inverse problems. *Journal of Hydraulic Research*, 38(6):447–458, 2000.
- Kirkpatrick S., Gelatt C.D.J., y Vecchi M.P. Optimization by simulated annealing. *Science*, 220:671–680, 1983.
- Litrico X. y Fromion V. *Modeling and Control of Hydrosystems*. Springer, 2009.
- Litrico X. y George D. Robust continuous-time and discrete-time flow control of a dam-river system. (i) modelling. *Applied Mathematical Modelling*, 23:809–827, 1999.
- Malaterre P.O. Control of irrigation canals: why and how. *International Workshop on Numerical Modelling of Hydrodynamics for Water Resources*, páginas 271–292, 2007.
- Malaterre P.O. y Baume J.P. Modeling and regulation of irrigation canals: existing applications and ongoing researches. *Systems, Man, and Cybernetics*, 4:3850–3855, 1998.

- Malaterre P.O., Rogers D., y Schuurmans J. Classification of canal control algorithms. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 124(1):3–10, 1998.
- Malla Buchhorsts K. *Asimilación de Datos en Modelos de Dispersión Atmosférica*. Tesis de Ingeniería Matemática, Universidad de Concepción, Chile, 2005.
- Martorana J.V. y Cortínez V. Un método de calibración para el flujo transitorio en canales empleando una técnica estocástica de optimización global. *III Congreso de Matemática Aplicada, Computacional e Industrial (III MACI)*, páginas 447–450, 2011.
- Martorana J.V. y Cortínez V. Control de niveles de agua en canales de riego. *Mecánica Computacional*, XXXI:495–507, 2012.
- Martorana J.V. y Cortínez V. Control óptimo de canales de riego mediante una técnica estocástica de optimización global. *III Proyecto Integrador para la Mitigación de la Contaminación Atmosférica (PROIMCA) - I Proyecto Integrador para el Desarrollo de la Calidad del Agua (PRODECA)*, páginas 481–490, 2011.
- Melián B., Moreno Pérez J., y Moreno Vega M. Metaheurísticas: una visión global. *Revista Interamericana de Inteligencia Artificial*, 19:7–28, 2003.
- Methods H., Dyhouse G., Hatchett J., y Benn J. *Floodplain Modeling Using HEC-RAS*. Haestad Press, 2003.
- Metropolis N., Rosenbluth A., Rosenbluth M., Teller A., y Teller E. Equation of state calculation by fast computing machines. *Journal of Chemical Physics*, 21:1087–1093, 1953.
- Moreno Díaz P., Huecas Fernández-Toribio G., Sánchez Allende J., y Gracia Manso A. Metaheurísticas de optimización combinatoria: uso de simulated annealing para un problema de calendarización. *Revista Tecnología y desarrollo, Escuela Politécnica Superior. Universidad Alfonso X el Sabio*, V, 2002.
- Nelles O. *Nonlinear System Identification*. Springer, 2001.
- Nguyen H.T. y Fenton J.D. Identification of roughness in open channels. *Proc. of 6th International Conference on Hydro-Science and Engineering, Brisbane, Australia*, 2004.
- Nguyen H.T. y Fenton J.D. Identification of roughness for flood routing in compound channels. *Proc. 31st Congress, Int. Assoc. Hydraulic Engng and Res., Seoul, Korea*, 38(6):847–854, 2005a.
- Nguyen H.T. y Fenton J.D. Identification of roughness in compound channels. *MODSIM 2005, International Congress on Modelling and Simulation. Modelling and Simulation Society of Australia and New Zealand*, páginas 2512–2518, 2005b.
- Oliveira P., Sequeira J., y Sentieiro J. Selection of controller parameters using genetic algorithms. *Engineering Systems with Intelligence, Concepts, Tools and Applications, Kluwer Academic Publishers*, páginas 431–439, 1992.
- Potter D. *Computational physics*. Wiley, 1973.
- Ramesh R., Datta B., Bhallamudi S.M., y Narayana A. Optimal estimation of roughness in open-

- channel flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 126(4):299–303, 2000.
- Ramser C.E. Flow of water in drainage channels. *Technical Bulletin, U.S. Department of Agriculture*, 129, 1929.
- Reeves C.R. *Modern Heuristic Techniques for Combinatorial Problems*. McGraw-Hill UK, 1984.
- Revelli R. y Ridolfi L. Generalized collocation method for two-dimensional reaction-diffusion problems with homogeneous neumann boundary conditions. *Computers and Mathematics with Applications*, 56:2360–2370, 2008.
- Rijo M. y Arranja C. Hydraulic performance of a downstream controlled irrigation canal equipped with different offtake types. *Agricultural Engineering International: The CIGR Journal of Scientific Research and Development II*, 2005.
- Ruiz V.M., Begovich O., Mendes E., Lefevre L., Becanson G., Georges D., y Bordeneuve-Guibé J. Control óptimo aguas abajo de un canal de laboratorio. *2do Congreso Internacional en Innovación y Desarrollo Tecnológico (CIINDET 04), Cuernavaca, Mexico*, 2004.
- Sanders B.F. y Katopodes N.D. Control of canal flow by adjoint sensitivity method. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 125(5):287–297, 1998.
- Simons D.B. y Senturk F. *Sediment transport technology*. Water Resources Publications, Fort Collins, 1976.
- Soler Guitart J., Gómez Valentín M., y Rodellar Benedé J. Una herramienta de control de transitorios en canales de regadío. *Ingeniería del Agua*, 11(3):297–313, 2004.
- Strub I.S., Percelay J., Stacey M.T., y Bayen A.M. Inverse estimation of open boundary conditions in tidal channels. *Ocean Modelling*, 29:85–93, 2009.
- Sturm T.W. *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, 2001.
- Szymkiewicz R. *Numerical Modeling in Open Channel Hydraulics*. Springer, 2010.
- Urquhart W.J. *Hydraulics: engineering field manual*. U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, 1975.
- Wasantha Lal A.M. Calibration of riverbed roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(9):664–671, 1995.
- Weinerowska-Bords K. Determination of selected parameters in a 1d open channel flow model. *Task Quarterly, Scientific Bulletin of the Academic Computer Centre in Gdansk*, 11(4):341–364, 2007.
- Yang W.Y. *Applied Numerical Methods using MATLAB*. Wiley-Interscience, 2005.
- Yen B.C. Open-channel flow equations revisited. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 99(EM5):979–1009, 1973.
- Yost S.A. y Katopodes N.D. Global identification of surface irrigation parameters. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 124(3):131–139, 1998.

Zienkiewicz O.C. y Taylor R.L. *The Finite Element Method (Fifth Ed.)*. Butterworth-Heinemann, 2000.

Anexos

Anexo A

Método de de diferencias finitas

Las ecuaciones gobernantes de flujo no permanente unidimensional en canales son ecuaciones diferenciales parciales que no pueden ser resueltas de forma analítica. Por este motivo se utilizan métodos numéricos para su resolución. A continuación se describen los conceptos básicos del método de diferencias finitas utilizado para la determinación de las propiedades del flujo en canales abiertos.

A.1. Aproximación por diferencias finitas

Para obtener la formulación del esquema implícito, en primer lugar se discretiza el dominio de solución a través de una grilla. Luego, para determinar las aproximaciones bajo el esquema implícito, se realiza un análisis en detalle de una malla simple formada por cuatro nodos: (i, n) , $(i + 1, n)$, $(i + 1, n + 1)$ e $(i, n + 1)$ como se muestra en la Figura A.1.

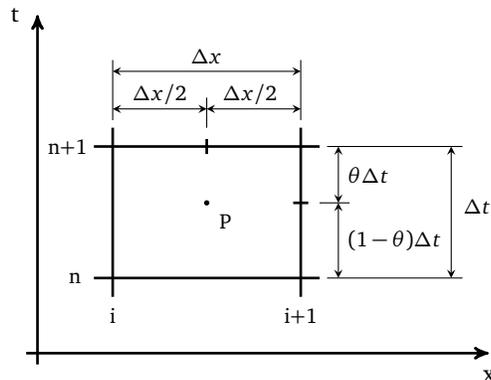


Figura A.1: Puntos de la grilla para el esquema de Preissmann

Bajo el esquema implícito, el parámetro θ controla el movimiento de P a lo largo del eje

temporal. La derivada espacial se aproxima en diferencias finitas por medio del promedio pesado de primer orden entre los dos niveles temporales con el parámetro de peso θ , mientras que la derivada temporal se aproxima de acuerdo al promedio aritmético de los valores de la malla en cada nivel de tiempo (o un coeficiente de peso igual a 1/2). De esta forma, el valor de una función arbitraria $f_p(x, t)$ en el punto P se aproxima en diferencias finitas mediante la siguiente expresión:

$$f_p \approx \frac{1}{2}(\theta f_i^{n+1} + (1-\theta)f_i^n) + \frac{1}{2}(\theta f_{i+1}^{n+1} + (1-\theta)f_{i+1}^n), \quad (\text{A.1})$$

donde:

θ es el parámetro de peso (de 0 a 1),

i es en índice de la sección transversal,

n es el nivel de tiempo.

Además, las fórmulas para aproximar las derivadas están dadas por las siguientes expresiones:

$$\left. \frac{\partial f}{\partial t} \right|_p \approx \frac{1}{2} \left(\frac{f_i^{n+1} - f_i^n}{\Delta t} + \frac{f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n}{\Delta t} \right), \quad (\text{A.2})$$

$$\left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_p \approx (1-\theta) \left(\frac{f_i^n - f_{i+1}^n}{\Delta x_i} \right) + \theta \left(\frac{f_i^{n+1} - f_{i+1}^{n+1}}{\Delta t} \right). \quad (\text{A.3})$$

El esquema implícito de cuatro puntos es incondicionalmente estable para $0.5 \leq \theta \leq 1$ y la precisión crece si se escoge un factor θ cercano a 0.5. En este caso se utiliza el valor el valor $\theta = 0.55$.

A.2. Términos de las ecuaciones Saint Venant en diferencias finitas

A continuación se presentan las aproximaciones en diferencias finitas de las variables y las derivadas involucradas en el sistema de ecuaciones de Saint Venant (Ecuaciones 6.1) (Akan (2006)):

$$\frac{\partial A}{\partial t} \approx \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1}) - (A_{i+1}^n + A_i^n)}{2\Delta t}, \quad (\text{A.4})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{(Q_{i+1}^{n+1} + Q_i^{n+1}) - (Q_{i+1}^n + Q_i^n)}{2\Delta t}, \quad (\text{A.5})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{\theta(Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1}) + (1-\theta)(Q_{i+1}^n - Q_i^n)}{\Delta x}, \quad (\text{A.6})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} \approx & \theta \frac{[(Q_{i+1}^{n+1})^2/A_{i+1}^{n+1}] - [(Q_i^{n+1})^2/A_i^{n+1}]}{\Delta x} \\ & + (1-\theta) \frac{[(Q_{i+1}^n)^2/A_{i+1}^n] + [(Q_i^n)^2/A_i^n]}{\Delta x}, \end{aligned} \quad (\text{A.7})$$

$$\begin{aligned} A \frac{\partial h}{\partial x} \approx & \theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1}) (h_{i+1}^{n+1} - h_i^{n+1})}{2 \Delta x} \\ & + (1-\theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n) (h_{i+1}^n - h_i^n)}{2 \Delta x}, \end{aligned} \quad (\text{A.8})$$

$$A \approx \theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} + (1-\theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2}, \quad (\text{A.9})$$

$$\begin{aligned} AS_f \approx & \theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} \frac{(S_f)_{i+1}^{n+1} + (S_f)_i^{n+1}}{2} \\ & + (1-\theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2} \frac{(S_f)_{i+1}^n + (S_f)_i^n}{2}. \end{aligned} \quad (\text{A.10})$$

A.3. Procedimiento de solución numérica

A.3.1. Elementos de la matriz de coeficientes

Las expresiones correspondientes a los elementos de la matriz (Ecuación A.26) se obtienen desarrollando las derivadas parciales de las Ecuaciones 6.4 a 6.8 con respecto a las variables desconocidas. Se omite el superíndice $n + 1$ para mayor claridad.

Ecuación dinámica

Las derivadas parciales correspondientes a la ecuación dinámica (Ecuación 6.4) entre los nodos i y $i + 1$ son:

$$\frac{\partial M_i}{\partial Q_i} = \frac{1}{2\Delta t} - \frac{2\theta Q_i}{A_i \Delta x} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial(S_f)_i}{\partial Q_i}, \quad (\text{A.11})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_i}{\partial h_i} = & \frac{\theta}{\Delta x} \frac{(Q_i)^2}{(A_i)^2} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} - g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{2\Delta x} + g\theta \frac{(h_{i+1} - h_i)}{2\Delta x} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} \\ & + g\theta \frac{(S_f)_{i+1} + (S_f)_i}{4} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial(S_f)_i}{\partial h_i}, \end{aligned} \quad (\text{A.12})$$

$$\frac{\partial M_i}{\partial Q_{i+1}} = \frac{1}{2\Delta t} + \frac{2\theta Q_{i+1}}{A_{i+1}\Delta x} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial (S_f)_{i+1}}{\partial Q_{i+1}}, \quad (\text{A.13})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_i}{\partial h_{i+1}} &= -\frac{\theta}{\Delta x} \frac{(Q_{i+1})^2}{(A_{i+1})^2} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}} + g\theta \frac{(A_{i+1} - A_i)}{2\Delta x} + g\theta \frac{(h_{i+1} - h_i)}{2\Delta x} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}} \\ &= +g\theta \frac{(S_f)_{i+1} + (S_f)_i}{4} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial (S_f)_{i+1}}{\partial h_{i+1}}. \end{aligned} \quad (\text{A.14})$$

Ecuación de continuidad

Las derivadas parciales correspondientes a la ecuación de continuidad (Ec. 6.5) entre los nodos i y $i + 1$ son:

$$\frac{\partial C_i}{\partial Q_i} = -\frac{\theta}{\Delta x}, \quad \frac{\partial C_i}{\partial h_i} = \frac{1}{2\Delta t} \frac{\partial A_i}{\partial h_i},$$

$$\frac{\partial C_i}{\partial Q_{i+1}} = \frac{\theta}{\Delta x}, \quad \frac{\partial C_i}{\partial h_{i+1}} = \frac{1}{2\Delta t} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}}. \quad (\text{A.15}) \quad (\text{A.16})$$

Las expresiones de las derivadas de la pendiente longitudinal S_f (Ec. 3.11) se expresan como:

$$\frac{\partial (S_f)_i}{\partial Q_i} = \frac{2n^2 P^{4/3} |Q_i|}{k_n^2 A^{10/3}}, \quad (\text{A.17})$$

$$\frac{\partial (S_f)_i}{\partial h_i} = \frac{n^2 Q_i |Q_i|}{k_n^2 A_i^{20/3}} \left(\frac{4}{3} P_i^{1/3} \frac{\partial P_i}{\partial h_i} A_i^{10/3} - \frac{10}{3} A_i^{7/3} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} P_i^{4/3} \right). \quad (\text{A.18})$$

Los términos $\partial P / \partial h$ y $\partial A / \partial h$ se evalúan según la geometría de la sección transversal.

Condiciones de borde

Existe una variedad de condiciones de borde posibles. A manera de ejemplo se muestran los elementos de la matriz que corresponden a las aproximaciones en diferencias finitas para las condiciones de borde mostradas en la Sección 6.2.2.

Hidrograma aguas arriba

$$\frac{\partial B_1}{\partial Q_1} = 1, \quad (\text{A.19})$$

$$\frac{\partial B_1}{\partial h_1} = 0. \quad (\text{A.20})$$

Flujo normal aguas abajo

$$\frac{\partial B_N}{\partial Q_N} = \frac{\partial (S_f)_N}{\partial Q_N} = \frac{2n^2 P^{4/3} |Q_N|}{k_n^2 A^{10/3}}, \quad (\text{A.21})$$

La solución de este sistema por medio de cualquier tipo de método de inversión de matrices, como eliminación Gaussiana, brinda los valores de corrección de los valores de prueba de Q_i^{n+1} y h_i^{n+1} para la próxima iteración, es decir:

$$(Q_i^{n+1})_{k+1} = (Q_i^{n+1})_k + (\Delta Q_i)_k, \quad (\text{A.24})$$

$$(h_i^{n+1})_{k+1} = (h_i^{n+1})_k + (\Delta h_i)_k, \quad (\text{A.25})$$

donde k y $(k + 1)$ corresponden a los ciclos de iteración consecutivos. El procedimiento se debe repetir hasta que los valores de las correcciones disminuyen por debajo de determinados valores de tolerancia. El número de iteraciones requeridas para hallar la solución de la precisión deseada depende de la cercanía de los primeros valores de prueba de los valores reales.

Las expresiones correspondientes a los elementos de la matriz A.26 se obtienen desarrollando las derivadas parciales de las Ecuaciones 6.4 a 6.8 con respecto a las variables desconocidas. En la Sección A.3.1 se transcriben estas expresiones.

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial B_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial B_1}{\partial h_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\partial M_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial M_1}{\partial h_1} & \frac{\partial M_1}{\partial Q_2} & \frac{\partial M_1}{\partial h_2} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\partial C_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial C_1}{\partial h_1} & \frac{\partial C_1}{\partial Q_2} & \frac{\partial C_1}{\partial h_2} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial M_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial M_2}{\partial h_2} & \frac{\partial M_2}{\partial Q_3} & \frac{\partial M_2}{\partial h_3} & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial C_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial C_2}{\partial h_2} & \frac{\partial C_2}{\partial Q_3} & \frac{\partial C_2}{\partial h_3} & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_{N-1}} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_{N-1}} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_N} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_N} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_{N-1}} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_{N-1}} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_N} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_N} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial B_N}{\partial Q_N} & \frac{\partial B_N}{\partial h_N} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta Q_1 \\ \Delta h_1 \\ \Delta Q_2 \\ \Delta h_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \Delta Q_N \\ \Delta h_N \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -rB_1 \\ -rM_1 \\ -rC_1 \\ -rM_2 \\ -rC_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ -rM_{N-1} \\ -rC_{N-1} \\ -rB_N \end{bmatrix} \quad (\text{A.26})$$

Anexo B

Ejemplo del método de optimización

B.1. Introducción

A continuación se muestra un ejemplo de resolución de un problema de optimización similar a los planteados en este trabajo. En este caso se resuelve el problema para distintos valores de los parámetros descritos en el Capítulo 6, Sección 6.3 y se analiza su influencia en el desempeño del algoritmo.

Como ejemplo se muestra el problema de la determinación de los coeficientes de rugosidad con una estación de medición. La cantidad de iteraciones máxima se configura en 2000 iteraciones.

B.1.1. Variación del coeficiente de enfriamiento q

Se presentan los resultados de la optimización llevada a cabo con los valores de coeficiente de enfriamiento, $q = 0.25$, $q = 0.50$ y 0.75 . El coeficiente de escala del paso Δx es $C = 50$ y el parámetro de probabilidad de aceptación es $TolFun = 0.01$. En la Tabla B.1 se muestran los valores de la función objetivo para cada valor de q .

En las Figuras B.1, B.2 y B.3 se grafican los valores de la función objetivo en todas las iteraciones para los diferentes coeficientes de enfriamiento. Los valores graficados bajo la etiqueta $f(x)$ corresponden a los valores de prueba en cada iteración. Los valores identificados como $f(x_1)$ representan los valores de la función objetivo correspondientes a las soluciones que fueron aceptadas, ya sea porque minimizan la función objetivo o porque la probabilidad de aceptación así lo determinó. Por último, el gráfico f^0 representa los valores mínimos de la función objetivo.

Valores de q pequeños producen enfriamientos lentos del sistema, lo que da como consecuencia una búsqueda rápidamente concentrada en un determinado entorno (Figura B.1). En

sentido opuesto, valores altos del coeficiente provocan enfriamientos rápidos que retrasan la convergencia del algoritmo (Figura B.3).

Coeficiente q	Función objetivo
0.25	$3.61 \cdot 10^{-3}$
0.50	0.00
0.75	$6.09 \cdot 10^{-2}$

Tabla B.1: Función objetivo para cada valor de q

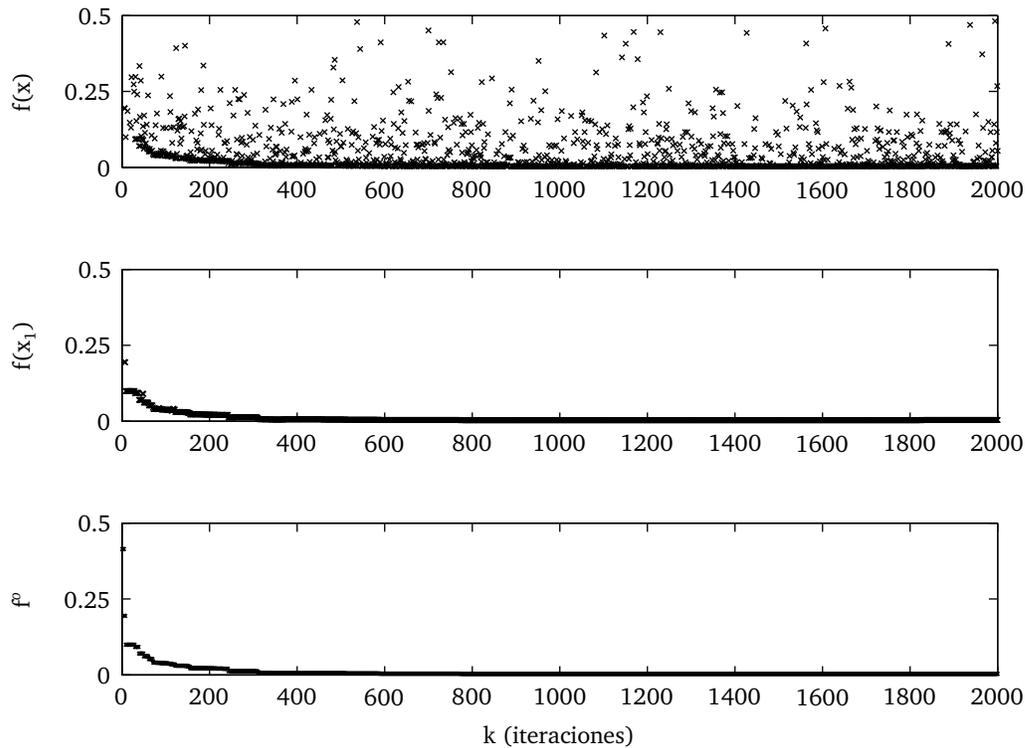


Figura B.1: Valores de la optimización para $q = 0.25$ y $TolFun = 0.01$

B.1.2. Variación del parámetro de probabilidad de aceptación $TolFun$

Por otra parte, se presentan los resultados de la optimización realizada con los parámetros de probabilidad de aceptación: $TolFun = 2 \cdot 10^{-3}$; $1 \cdot 10^{-2}$ y $5 \cdot 10^{-2}$. El coeficiente de escala del paso Δx es $C = 50$ y el coeficiente de enfriamiento es $q = 0.50$. En la Tabla B.2 se muestran los valores de la función objetivo para cada valor de $TolFun$.

Los gráficos para los distintos casos se muestran en las Figuras B.2, B.4 y B.5. Valores grandes del parámetro $TolFun$ provocan la aceptación de gran cantidad de soluciones que deterioran la función objetivo, lo que conduce a que el algoritmo no concentre en ninguna instancia la búsqueda en un entorno determinado (Figura B.5). Por otra parte, valores pequeños del parámetro

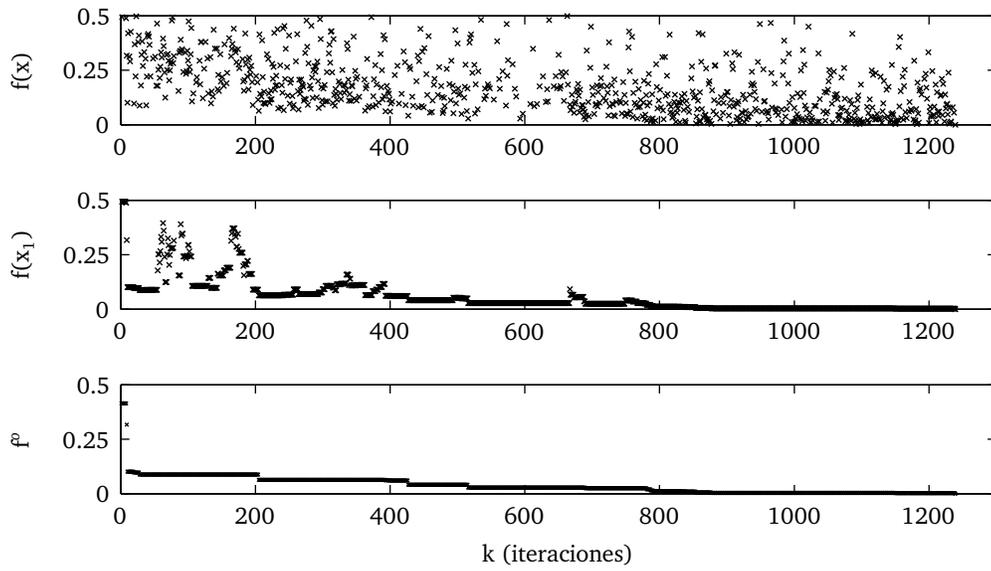


Figura B.2: Valores de la optimización para $q = 0.50$ y $TolFun = 0.01$

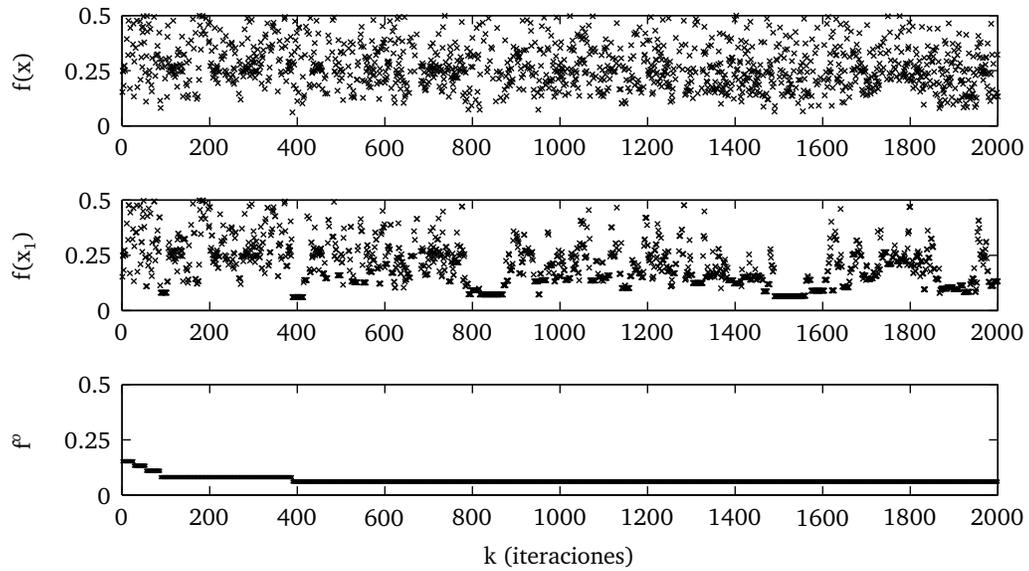
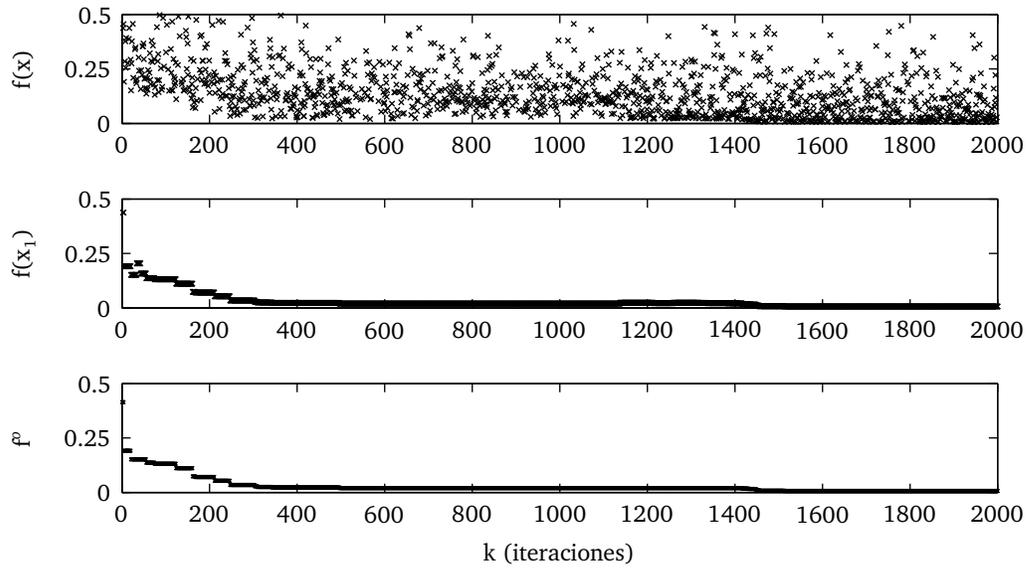
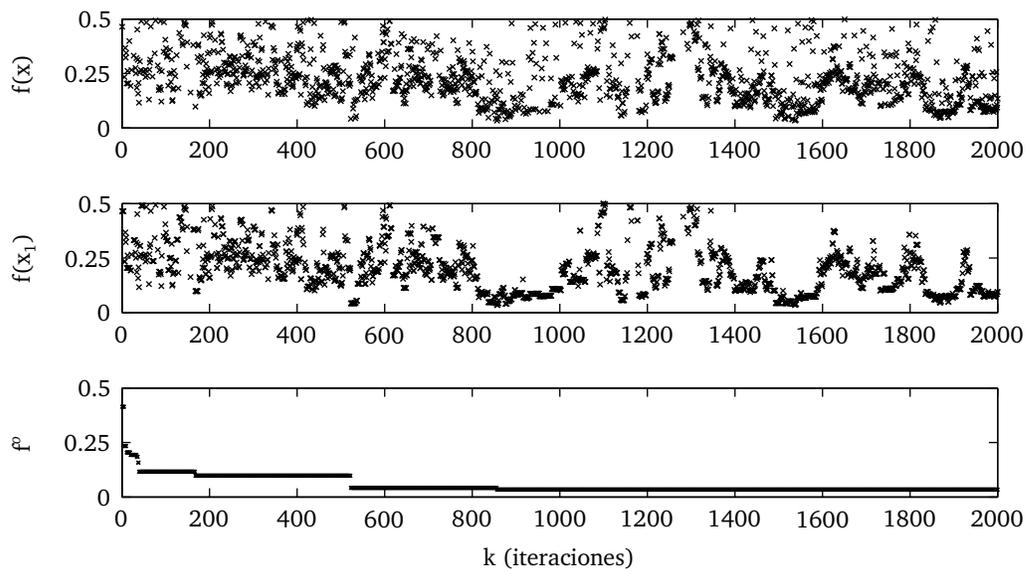


Figura B.3: Valores de la optimización para $q = 0.75$ y $TolFun = 0.01$

$TolFun$ hacen que el algoritmo solo acepte puntos que minimizan la función objetivo y esto impide que el algoritmo escape de un mínimo local (Figura B.4).

Parámetro <i>TolFun</i>	Función objetivo
2^{-3}	$6.61 \cdot 10^{-3}$
$1 \cdot 10^{-2}$	0.00
5^{-2}	$3.36 \cdot 10^{-2}$

Tabla B.2: Función objetivo para cada valor de *TolFun*Figura B.4: Valores de la optimización para $TolFun = 0.002$ y $q = 0.50$ Figura B.5: Valores de la optimización para $TolFun = 0.05$ y $q = 0.50$

Anexo C

Descriptores de MATLAB

C.1. Introducción

En este anexo se presentan los principales códigos computacionales utilizados. Los mismos están programados en lenguaje *M* correspondiente al ambiente de programación *MATLAB*. Primero se muestran algunos de los códigos utilizados para la simulación hidrodinámica de canales y luego se exhiben varios relacionados con la optimización matemática empleada.

C.2. Método de diferencias finitas

C.2.1. Código principal

```
1 function [ys,Q,deltax,h,N,M]=diffinitas_n(nM)
2
3 g=9.81;
4 [b,s,h,z,Q,S,M,N,theta,deltax,deltat,US,CB_US,DS,CB_DS,Cint,C_Cint,bc_int,Clat,...
5   C_Clat]=Datos_n(nM);
6
7
8 nn(1:9)=nM(1); nn(10:14)=nM(2); nn(15:19)=nM(3); nn(20:N+1)=nM(4);
9                                     % Distribucion de los coeficientes de rugosidad
10
11 % Puntos iniciales -----
12 [A(:,1),P(:,1),Sf(:,1),dAdh(:,1),dPdH(:,1),dSfdh(:,1),dSfdQ(:,1)]...
13   =geometria(h(:,1),Q(:,1),z,s,b,N,nn);
14 %
15 [A(:,1),P(:,1),Sf(:,1),dAdh(:,1),dPdH(:,1),dSfdh(:,1),dSfdQ(:,1),nnc(:,1),nnp(:,1)...
16   ]=geometria_compuesta(h(:,1),Q(:,1),z,s,b,N,nn);
17 % =====
18 for n=1:M % Inicio loop temporal
19
```

```

20 for i = 1:N % Al inicio supongo que h,Q en el tiempo n+1 = h, Q en el tiempo n
21     h(i,n+1)= h(i,n);
22     Q(i,n+1)= Q(i,n);
23 end
24
25 for f=1:5 % Inicio del Metodo Newton-Raphson (Cantidad de iteraciones = f)
26     [A(:,n+1),P(:,n+1),Sf(:,n+1),dAdh(:,n+1),dPdH(:,n+1),dSfdh(:,n+1),...
27     dSfdQ(:,n+1)]=geometria(h(:,n+1),Q(:,n+1),z,s,b,N,nn);
28     % [A(:,n+1),P(:,n+1),Sf(:,n+1),dAdh(:,n+1),dPdH(:,n+1),dSfdh(:,n+1),...
29     % dSfdQ(:,n+1),nnc(:,n+1),nnp(:,n+1)]=geometria_compuesta(h(:,n+1),...
30     % Q(:,n+1),z,s,b,N,nn);
31
32 for i=1:N-1
33     % Derivadas de la ecuacion de CONTINUIDAD -----
34     (Ec. A.15 a A.15)
35     dCdQ(i,n+1)= -(theta/deltax(i));
36     dCdh(i,n+1)= 1/(2*deltat)*(dAdh(i,n+1));
37
38     dCdQii(i,n+1) = theta/deltax(i); % Derivada de C(i) con respecto a Q(i+1)
39     dCdhii(i,n+1) = 1/(2*deltat)*dAdh(i+1,n+1);
40     % Derivada de C(i) con respecto a h (i+1), hii = h(i+1)
41
42 % SALIDAS LATERALES
43     if Clat==1 %Derivada de la ec. de cont. en el nodo de VERTEDERO LATERAL
44         Cv_lat=C_Clat(:,1); Pv_lat=C_Clat(:,2); Xlat=C_Clat(:,3);
45         for j=1:size(Xlat,1)
46             if h(Xlat(j),n+1)-z(Xlat(j))>Pv_lat(j)
47                 dCdh(Xlat(j),n+1)= 1/(2*deltat)*(dAdh(Xlat(j),n+1))...
48                 +(1/(2*deltax(Xlat(j))))*Cv_lat(j)*b(Xlat(j))*((2*g)^0.5)...
49                 *1.5*(h(Xlat(j),n+1)-z(Xlat(j))-Pv_lat(j))^0.5;
50                 dCdhii(Xlat(j),n+1)= 1/(2*deltat)*(dAdh(Xlat(j)+1,n+1))...
51                 +(1/(2*deltax(Xlat(j))))*Cv_lat(j)*b(Xlat(j)+1)*((2*g)^0.5)...
52                 *1.5*(h(Xlat(j)+1,n+1)-z(Xlat(j)+1)-Pv_lat(j))^0.5;
53             end
54         end
55     end
56
57     if Clat==2 % Derivada de la ec. de cont. en el nodo de COMPUERTA LATERAL
58         Cp_lat=C_Clat(:,1); yd_sec=C_Clat(:,2); bc_lat=C_Clat(:,3);
59         Xlat=C_Clat(:,4);
60         for j=1:size(Xlat,1)
61             if h(Xlat(j),n+1)-z(Xlat(j))>yd_sec(j)
62                 dCdh(Xlat(j),n+1)= 1/(2*deltat)*(dAdh(Xlat(j),n+1))...
63                 +(1/(2*deltax(Xlat(j))))*Cp_lat(j)*bc_lat(j)*((2*g)^0.5)*...
64                 0.5*(abs(h(Xlat(j),n+1)-z(Xlat(j))-yd_sec(j)))^(-0.5);
65                 dCdhii(Xlat(j),n+1)= 1/(2*deltat)*(dAdh(Xlat(j)+1,n+1))...
66                 +(1/(2*deltax(Xlat(j))))*Cp_lat(j)*bc_lat(j)*((2*g)^0.5)*...
67                 0.5*(abs(h(Xlat(j)+1,n+1)-z(Xlat(j)+1)-yd_sec(j)))^(-0.5);
68             end
69         end
70     end
71
72 % Derivadas de la ecuacion de MOMENTUM
73     -----
74     (Ec. A.11 a A.14)
75     dmdQ(i,n+1) = 1/(2*deltat)-(2*theta*Q(i,n+1))/(A(i,n+1)*deltax(i))+g*theta...
76     *(A(i+1,n+1)+A(i,n+1))*(dSfdQ(i,n+1))/4;
77     dmdh(i,n+1) = (theta*Q(i,n+1)^2*dAdh(i,n+1))/(deltax(i)*(A(i,n+1))^2)-(g*...

```

```

77     theta*(A(i+1,n+1)+A(i,n+1))/(2*deltax(i))+g*theta*(h(i+1,n+1)-...
78     h(i,n+1))*dAdh(i,n+1)/(2*deltax(i))+g*theta*((Sf(i+1,n+1)+Sf(i,n+1))/...
79     4)*dAdh(i,n+1)+g*theta*((A(i+1,n+1)+A(i,n+1))/4)*dSfdh(i,n+1);
80
81     dMdQii(i,n+1) = 1/(2*deltat)+2*theta*Q(i+1,n+1)/(A(i+1,n+1)*deltax(i))+g*...
82     theta*(A(i+1,n+1)+A(i,n+1))*dSfdQ(i+1,n+1)/4;
83     % Derivada de Mi con respecto a Q(i+1)
84     dMdhi(i,n+1) = (-theta*(Q(i+1,n+1)^2)*dAdh(i+1,n+1))/(deltax(i)*...
85     (A(i+1,n+1)^2)+g*theta*(A(i+1,n+1)+A(i,n+1))/(2*deltax(i))+g*theta*...
86     *(h(i+1,n+1)-h(i,n+1))*dAdh(i+1,n+1)/(2*deltax(i))+g*theta*...
87     ((Sf(i+1,n+1)+Sf(i,n+1))/4)*dAdh(i+1,n+1)+g*theta*((A(i+1,n+1)+...
88     A(i,n+1))/4)*dSfdh(i+1,n+1); % Derivada de Mi con respecto a h(i+1)
89
90 % Derivada y componente del vector r de las CONDICIONES DE BORDE -----
91 % AGUAS ARRIBA
92     if US==1 %HIDROGRAMA
93         Qup=CB_US;
94         [dB1dQ1(1,n+1), dB1dh1(1,n+1),rB1(1,n+1)]=cond_borde_US_HIDRO(Q(1,n+1)...
95         ,Qup(1,n+1));
96     end
97     if US==2 % COMPUERTA
98         bc_US=CB_US(1,:); yu=CB_US(2,:); Cp=CB_US(3,1);
99         [dB1dQ1(1,n+1), dB1dh1(1,n+1),rB1(1,n+1)]=cond_borde_US_COMP(h(1,n+1)...
100         ,Q(1,n+1),yu(1,n+1),z(1),Cp,bc_US(1,n+1),b(1));
101     end
102
103 % AGUAS ABAJO
104     if DS==1 % VERTEDERO
105         Cv=CB_DS(:,1); Pv=CB_DS(:,2);
106         [dBNdQN(1,n+1), dBNdhN(1,n+1),rBN(1,n+1)]=cond_borde_DS_VERT(h(N,n+1),...
107         Q(N,n+1),Pv,Cv);
108     end
109     if DS==2 % FLUJO UNIFORME
110         [dBNdQN(1,n+1), dBNdhN(1,n+1),rBN(1,n+1)]=cond_borde_DS_UNIF(Q(N,n+1),...
111         A(N,n+1),P(N,n+1),Sf(N,n+1),nn(N),S(N-1),dAdh(N,n+1),dPdh(N,n+1));
112     end
113     if DS==3 % COMPUERTA
114         bc_DS=CB_DS(1,:); yd=CB_DS(2,:); Cp=CB_DS(3,1);
115         [dBNdQN(1,n+1), dBNdhN(1,n+1),rBN(1,n+1)]=cond_borde_DS_COMP(h(N,n+1),...
116         Q(N,n+1),yd(1,n+1),z(N),Cp,bc_DS(1,n+1),b(N));
117     end
118     if DS==4 % STAGE HYDROGRAPH
119         load Cond_DS % cargo el vector y_DS
120         [dBNdQN(1,n+1), dBNdhN(1,n+1),rBN(1,n+1)]=cond_borde_DS_TIRAN(h(N,n+1)
121         ,...
122         z(N),y_DS(1,n+1));
123     end
124
125 % Derivada de las CONDICIONES INTERNAS (COMPUERTAS INTERMEDIAS) -----
126     if Cint == 1
127         Nc=C_Cint(size(C_Cint,1),1); Cp_int=C_Cint(:,2); Cus=C_Cint(:,3);
128         for j=1:Nc
129             yC(1,n+1,j) = h(Cus(j),n+1)-z(1,Cus(j));
130             yC(2,n+1,j) = h(Cus(j)+1,n+1)-z(1,Cus(j)+1);
131             yCrit(1,n+1,j)=(Q(Cus(j)+1,n+1)/(g*b(Cus(j)+1,1)))^(1/3);
132
133             if yC(2,n+1,j) <= yCrit(1,n+1,j)

```

```

134         disp ('Flujo critico o supercritico')
135     end
136     if yC(1,n+1,j)>bc_int(j,n+1)
137         if yC(1,n+1,j)<yC(2,n+1,j)
138             beta(j)=-1; else beta(j)=1;
139         end
140         % Derivadas de la ecuacion de continuidad
141         dI1dQ(j) = -1;
142         dI1dh(j) = 0;
143         dI1dQii(j) = 1;
144         dI1dhii(j) = 0;
145         rCC(j) = Q(Cus(j)+1,n+1)-Q(Cus(j),n+1);
146
147         % Derivadas de la ecuacion de compuerta
148         dI2dQ(j) = beta(j)*1;
149         dI2dh(j) = beta(j)*(-(1/2)*Cp_int(j)*bc_int(j,n+1)*b(Cus(j),1)...
150             *sqrt(2*g)*(abs(yC(1,n+1,j)-yC(2,n+1,j)))^(-1/2));
151         dI2dQii(j) = 0;
152         dI2dhii(j) = beta(j)*((1/2)*Cp_int(j)*bc_int(j,n+1)*b(Cus(j),1)
153             ...
154             *sqrt(2*g)*(abs(yC(1,n+1,j)-yC(2,n+1,j)))^(-1/2));
155         % Componente del vector r correspondiente a la ec de compuerta
156         rMC(j) = beta(j)*(Q(Cus(j),n+1) - Cp_int(j)*bc_int(j,n+1)*...
157             b(Cus(j),1)*sqrt(2*g)*(abs(yC(1,n+1,j)-yC(2,n+1,j)))^(1/2));
158         (Ec. 6.8)
159     end
160 end
161 end
162 %=====
163 % VECTOR r
164 % CONTINUIDAD -----
165 for i = 1:N-1
166     rC(i,n+1) = ((A(i+1,n+1)+A(i,n+1))-(A(i+1,n)+A(i,n)))/(2*deltat)+ ...
167         (theta*(Q(i+1,n+1)-Q(i,n+1))+(1-theta)*(Q(i+1,n)-Q(i,n)))/deltax(i);
168     (Ec. 6.5) % CONTINUIDAD en diferencias finitas
169
170 % SALIDAS LATERALES
171 if Clat==1
172     for j=1:size(Xlat,1)
173         if h(Xlat(j),n+1)-z(Xlat(j))>Pv_lat(j)
174             rC(Xlat(j),n+1) = ((A(Xlat(j)+1,n+1)+A(Xlat(j),n+1))-...
175                 (A(Xlat(j)+1,n)+A(Xlat(j),n)))/(2*deltat)+ (theta*...
176                 (Q(Xlat(j)+1,n+1)-Q(Xlat(j),n+1))+(1-theta)*(Q(Xlat(j)+1,n)-...
177                 Q(Xlat(j),n)))/deltax(Xlat(j))+1/(2*deltax(Xlat(j))))*...
178                 Cv_lat(j)*((2*g)^0.5)*(b(Xlat(j))*(h(Xlat(j),n+1)-z(Xlat(j)))-...
179                 Pv_lat(j))^1.5+b(Xlat(j)+1)*(h(Xlat(j)+1,n+1)-z(Xlat(j)+1)-...
180                 Pv_lat(j))^1.5);
181             % CONTINUIDAD en dif. finitas en el nodo de VERTEDERO LATERAL
182         end
183     end
184
185 if Clat==2
186     for j=1:size(Xlat,1)
187         if h(Xlat(j),n+1)-z(Xlat(j))>yd_sec(j)
188             rC(Xlat(j),n+1) = ((A(Xlat(j)+1,n+1)+A(Xlat(j),n+1))-...
189                 (A(Xlat(j)+1,n)+A(Xlat(j),n)))/(2*deltat)+ (theta*...
190                 (Q(Xlat(j)+1,n+1)-Q(Xlat(j),n+1))+(1-theta)*(Q(Xlat(j)+1,n)-...

```

```

191         Q(Xlat(j),n))/deltax(Xlat(j))+(1/(2*deltax(Xlat(j))))*...
192         Cp_lat(j)*bc_lat(j)*((2*g)^0.5)*(b(Xlat(j)))*...
193         (abs(h(Xlat(j),n+1)-z(Xlat(j))-yd_sec(j)))^0.5 + b(Xlat(j)+1)*...
194         (abs(h(Xlat(j)+1,n+1)-z(Xlat(j)+1)-yd_sec(j)))^0.5);
195         % CONTINUIDAD en dif. finitas en el nodo de VERTEDERO LATERAL
196     end
197 end
198 end
199
200 % MOMENTUM -----
201     rM(i,n+1) = ((Q(i+1,n+1)+Q(i,n+1))-(Q(i+1,n)+Q(i,n)))/(2*deltat)...
202     +theta*((Q(i+1,n+1)^2)/A(i+1,n+1)-(Q(i,n+1)^2)/A(i,n+1))/deltax(i)...
203     +(1-theta)*((Q(i+1,n)^2)/A(i+1,n)-(Q(i,n)^2)/A(i,n))/deltax(i)...
204     +g*theta*((A(i+1,n+1)+A(i,n+1))/2)*(h(i+1,n+1)-h(i,n+1))/deltax(i)...
205     +g*(1-theta)*((A(i+1,n)+A(i,n))/2)*(h(i+1,n)-h(i,n))/deltax(i)...
206     +g*theta*((A(i+1,n+1)+A(i,n+1))/2)*(Sf(i+1,n+1)+Sf(i,n+1))/2 ...
207     +g*(1-theta)*((A(i+1,n)+A(i,n))/2)*(Sf(i+1,n)+Sf(i,n))/2;
208     (Ec. 6.4) % MOMENTUM en dif finitas
209 end
210
211 % ARMADO DEL VECTOR 'r'-----
212     r(1,1) = -rB1(1,n+1);
213     for k = 2:2:2*(N-1)
214         r(k,1) = -rC(k/2,n+1);
215     end
216
217     for k = 3:2:2*N-1
218         r(k,1) = -rM((k-1)/2,n+1);
219     end
220     r(2*N,1) = -rBN(1,n+1);
221
222 % ARMADO DE LA MATRIZ
223     % Condiciones de borde
224     d(1,1) = dB1dQ1(1,n+1);
225     d(1,2) = dB1dh1(1,n+1);
226     d(2*N,2*N-1) = dBNdQN(1,n+1);
227     d(2*N,2*N) = dBNdhN(1,n+1);
228
229     % Derivadas de continuidad
230     for k = 2:2:2*(N-1);
231         d(k,(k-1)) = dCdQ(k/2,n+1);
232         d(k,k) = dCdh(k/2,n+1);
233         d(k,(k+1)) = dCdQii(k/2,n+1);
234         d(k,(k+2)) = dCdhii(k/2,n+1);
235     end
236
237     % Derivadas de continuidad para condiciones internas
238     % Terminos de la MATRIZ y el VECTOR corresp. a la COMP INTERM entre Cus y Cus+1
239     if Cint==1
240         for j=1:Nc
241             if yC(1,n+1,j)>bc_int(j,n+1)
242                 d(2*Cus(j),2*Cus(j)-1)=dI1dQ(j);
243                 d(2*Cus(j),2*Cus(j))=dI1dh(j);
244                 d(2*Cus(j),2*Cus(j)+1)=dI1dQii(j);
245                 d(2*Cus(j),2*Cus(j)+2)=dI1dhii(j);
246
247                 d(2*Cus(j)+1,2*Cus(j)-1)=dI2dQ(j);
248                 d(2*Cus(j)+1,2*Cus(j))=dI2dh(j);

```

```

249             d(2*Cus(j)+1,2*Cus(j)+1)=dI2dQii(j);
250             d(2*Cus(j)+1,2*Cus(j)+2)=dI2dhii(j);
251             r(2*Cus(j),1)=-rCC(j);
252             r(2*Cus(j)+1,1)=-rMC(j);
253         end
254     end
255 end
256
257 % Derivadas de momentum
258 for k = 3:2:(2*N-1)
259     d(k,(k-2)) = dMdQ((k-1)/2,n+1);
260     d(k,(k-1)) = dMdh((k-1)/2,n+1);
261     d(k,k) = dMdQii((k-1)/2,n+1);
262     d(k,(k+1)) = dMdhii((k-1)/2,n+1);
263 end
264
265
266 %=====
267 % SOLUCION de la MATRIZ
268 x = inv(d) * r;
269     for i=1:N
270         Q(i,n+1)= Q(i,n+1)+ x(2*i-1);
271         h(i,n+1) = h(i,n+1) + x(2*i,1);
272         ys(i,n+1)= h(i,n+1)-z(1,i);
273     end
274 end
275 end % ----- ||| FIN CALCULO TEMPORAL |||

```

C.2.2. Geometría

```

1 function [A,P,Sf,dAdh,dPdh,dSfdh,dSfdQ]=geometria(h,Q,z,s,b,N,mn)
2 % GEOMETRIA DEL CANAL
3 %-----
4 % Variables de ENTRADA:
5 % h: vector tirante de flujo [(N,1)]
6 % Q: vector caudal [(N,1)]
7 % z: vector cota de fondo [(N,1)]
8 % s: vector pendiente lateral [(N,1)]
9 % b: vector ancho del canal [(N,1)]
10 % mn: vector coeficiente de Manning [(N,1)]
11 % N: cantidad de puntos del canal
12 %-----
13 % Variables de SALIDA:
14 % Area [(N,1)], Perimetro mojado [(N,1)],
15 % pendiente de friccion [(N,1)] y sus derivadas
16 % con respecto a 'h' [(N,1)] y a 'Q' [(N,1)]
17 A=zeros(N,1); P=A; Sf=A; dAdh=A;
18 dPdh=A; dSfdh=A; dSfdQ=A;
19 for i=1:N
20     A(i) = (b(i)+s(i)*(h(i)-z(i)))*(h(i)-z(i));
21     P(i) = b(i)+2*(h(i)-z(i))*sqrt(1+s(i)^2);
22     Sf(i)= (mn(i)^2*(P(i))^(4/3)*Q(i)*abs(Q(i)))/((A(i))^(10/3));
23
24     dAdh(i)= b(i)+2*s(i)*(h(i)-z(i));
25     dPdh(i)= 2*sqrt(1+s(i)^2);
26     dSfdQ(i)=(2*mn(i)^2*(P(i))^(4/3)*Q(i))/((A(i))^(10/3));
27     dSfdh(i)= ((mn(i)^2*Q(i)*abs(Q(i)))/((A(i))^(20/3)))...

```

```

28 |         *(4/3*P(i)^(1/3)*dPdh(i)*A(i)^(10/3)-10/3*A(i)^(7/3)*dAdh(i)*P(i)^(4/3));
29 | end

```

C.2.3. Condiciones de borde

Compuerta aguas arriba

```

1 | function [dBldQ1, dBldh1, rB1]=cond_borde_US_COMP(h,Q,yu,z,Cp,bc_US,b)
2 | % COMPUERTA AGUAS ARRIBA
3 | %-----
4 | % Variables de ENTRADA:
5 | % h: tirante de flujo en US
6 | % Q: caudal en US
7 | % yu: tirante aguas arriba de compuerta US
8 | % z: cota de fondo en US
9 | % Cp: coeficiente de compuerta US
10 | % bc_US: apertura de compuerta US
11 | % b: ancho del canal en US
12 | %-----
13 | % Variables de SALIDA:
14 | % dBldQ1: derivada de CB con respecto a Q
15 | % dBldh1: derivada de CB con respecto a h
16 | % rB1: componente del vector r para la condicion US
17 | %-----
18 | g=9.81;
19 |
20 | % COMPUERTA (Valor de Q1)
21 | % dBldQ1=1;
22 | % dBldh1=0;
23 | % rB1(1,n+1) = Q(1,n+1) - Qoo(1,n+1);
24 |
25 | % COMPUERTA (Ecuacion)
26 | if (yu+z)<h
27 |     gamma=-1;
28 | else
29 |     gamma =1;
30 | end
31 | dBldQ1=gamma*1; % Derivada de CB COMPUERTA US con respecto a Q
32 | dBldh1=gamma*(0.5*Cp*bc_US*b*(2*g)^0.5*(abs((yu+z)-h))^(-0.5));
33 | % Derivada de la CB COMPUERTA con respecto a h
34 | rB1 = gamma*(Q - Cp*bc_US*b*(2*g)^0.5*(abs((yu+z)-h))^1/2);

```

Hidrograma aguas arriba

```

1 | function [dBldQ1, dBldh1, rB1]=cond_borde_US_HIDRO(Q,Qup)
2 | % HIDROGRAMA AGUAS ARRIBA
3 | %-----
4 | % Variables de ENTRADA:
5 | % h: tirante de flujo en US
6 | % Q: caudal en US
7 | % Qup: caudal segun hidrograma US
8 | %-----
9 | % Variables de SALIDA:
10 | % dBldQ1: derivada de CB con respecto a Q
11 | % dBldh1: derivada de CB con respecto a h
12 | % rB1: componente del vector r para la condicion US

```

```

13 %-----
14 dBldQl=1;           % Derivada de CB HIDROGRAMA US con respecto a Q
15 dBldhl=0;          % Derivada de CB HIDROGRAMA US con respecto a h
16 rBl(1) = Q - Qup;  (Ec. 6.6) % Ecuacion US [Q(1,n+1)-Qup(1,n+1)=0]

```

Flujo uniforme aguas abajo

```

1 function [dBndQN, dBndhN,rBN]=cond_borde_DS_UNIF(Q,A,P,Sf,nn,S,dAdh,dPdh)
2 % FLUJO UNIFORME AGUAS ABAJO
3 %-----
4 % Variables de ENTRADA:
5 % Q: caudal en DS
6 % A: area en DS
7 % P: perimetro mojado en DS
8 % Sf: pendiente de friccion en DS
9 % nn: coeficiente de Manning en DS
10 % S: pendiente de fondo en DS
11 %-----
12 % Variables de SALIDA:
13 % dBndQN: derivada de CB con respecto a Q
14 % dBndhN: derivada de CB con respecto a h
15 % rBN: componente del vector r para la condicion DS
16 %-----
17 dBndQN=2*nn^2*P^(4/3)*abs(Q)/(A^(10/3));
18           % Derivada de CB DS con respecto a Q (flujo uniforme)
19 dBndhN=(nn^2*Q*abs(Q)/(A^(20/3)))* (4/3*((P)^(1/3))*(A^(10/3))*dPdh-...
20           (10/3)*(A^(7/3))*(P^(4/3))*dAdh);
21           % Derivada de CB DS con respecto a h (flujo uniforme)
22 rBN= Sf - S;  (Ec. 6.7) % Ec DS flujo uniforme
23 end

```

Vertedero aguas abajo

```

1 function [dBndQN, dBndhN,rBN]=cond_borde_DS_VERT(h,Q,Pv,Cv)
2 % VERTEDERO AGUAS ABAJO
3 %-----
4 % Variables de ENTRADA:
5 % h: tirante de flujo en DS
6 % Q: caudal en DS
7 % Cv: coeficiente de vertedero DS
8 % Pv: altura de vertedero DS
9 %-----
10 % Variables de SALIDA:
11 % dBndQN: derivada de CB con respecto a Q
12 % dBndhN: derivada de CB con respecto a h
13 % rBN: componente del vector r para la condicion DS
14 %-----
15 g=9.81;
16 if h<=Pv
17     dBndQN = 1;           % Derivada de CB VERTEDERO US con respecto a Q
18     dBndhN = 0;           % Derivada de CB VERTEDERO US con respecto a h
19     rBN = Q;
20 else
21     dBndQN=1;           % Derivada de CB VERTEDERO con respecto a Q
22     dBndhN=(-(3/2)*Cv*(abs(h-Pv))^(1/2)); % Derivada de CB VERTEDERO con respecto a h
23     rBN= Q - Cv*(2*g)^0.5*(abs(h-Pv))^(3/2); % Ec DS Vertedero
24 end

```

C.2.4. Datos

```

1 function [b,s,h,z,Q,S,M,N,theta,deltax,deltat,US,CB_US,DS,CB_DS,Cint,C_Cint,bc_int,
   Clat,C_Clat]=Datos_n(nM)
2 theta = 0.55;
3 % TIEMPO -----
4 T=86400;           % Tiempo total en segundos
5 deltax=900;       % Intervalo temporal
6 M=T/deltat;       % Cantidad de puntos temporales
7
8 % Valores de LONGITUD
9 Lt=[7000 3000 3000 4000]; % Longitud de cada tramo;
10 deltax_inic=1000; % Intervalos espaciales iniciales
11 Ni= sum(Lt)/deltax_inic+1;
12
13 % PUNTOS DE LA GRILLA -----
14 Cint=1; % (Hay compuertas intermedias: Si: Cint=1, No: Cint=0)
15 Cesc=0; % (Hay escalones en compuertas intermedias: Si: Cesc=1, No: Cesc=0)
16
17 if Cint==1 % Hay compuertas intermedias
18     Nc=size(Lt,2)-1; % Numero compuertas intermedias
19     if Cesc==0 % No hay escalon
20         N=Ni + 2*Nc +2; % Cant puntos = cant ptos tramo + cant comp interm * 2
21                             % + los ptos cercanos a las comp US y DS
22     end
23     if Cesc==1 % Hay escalon
24         N=Ni + 3*Nc +3; % Cant puntos = cant ptos tramo + cant comp interm * 3 +
25                             % los ptos cercanos a las comp US (1 + 1 x escalon) y DS
26     end
27 else
28     Nc=0;
29     N=Ni;
30 end
31
32 Clat=0; % Hay salidas lat?: Si, Vertedero: Clat=1, Si, Compuerta: Clat=2, No: Clat=0
33 if Clat==1 || Clat==2
34     Nt=4; % Numero de salidas laterales?
35     N=Ni + 2*Nt + Nc + Nc; % Cant puntos = cant ptos tramo + (cant salidas lat)*2
36                             % + cant comp interm
37 else
38     Nt=0;
39 end
40
41 % REMALLEO DE GRILLA -----
42
43 [deltax,Cus,Xlat,Cus_acum]= re_grilla(N,Lt,deltax_inic,Cint,Clat,Cesc);
44
45 deltax_acum(1,1)=0;
46 for j=2:size(deltax,2)+1
47     deltax_acum(1,j)=deltax_acum(1,j-1)+deltax(1,j-1);
48 end
49
50
51 % GEOMETRIA -----
52 s(1:N,1)=1.5; % Pendiente lateral de la seccion
53 b(1:N,1)=7; % Base de fondo de la seccion
54 S(1:N)=0.0001; % Pendiente de fondo constante
55 L=sum(deltax); % Longitud Total del canal

```

```

56
57 % ELEVACION DE FONDO -----
58 z(N)=0;           % Elevacion del fondo del canal en US
59
60 if Cesc ==0;      % Si NO hay escalon
61     z(1)=L*S(1);  % Elevacion del fondo del canal en DS
62     for i=2:(N-1)
63         z(i)=z(i-1)-S(i).*deltax(i-1); % Elevacion del fondo del canal en ptos int
64     end
65 end
66
67 if Cesc==1        % Elevaciones si hay escalon
68     drop=0.2;     % Escalon en compuertas intermedias y comp US
69     z(1)=L*S(1)+drop*(Nc+1); % Elevacion del fondo en el punto US + elevacion esc
70     for i=Nc:-1:1 % Elevacion del fondo en puntos de compuerta int
71         z(Cus_acum(i)) = drop + S(i)*sum(deltax(Cus_acum(i):(Cus_acum(i+1)-1))) +...
72             z(Cus_acum(i+1));
73         for j=Cus_acum(i+1)-1:-1:Cus_acum(i)+1
74             z(j) = S(j)*deltax(j) + z(j+1);
75         end
76     end
77     for j=Cus_acum(1)-1:-1:2
78         z(j) = S(j)*deltax(j) + z(j+1);
79     end
80 end
81
82 if S>=0.0047; disp('Pendiente alta');pause; end
83
84 % CONDICIONES INICIALES -----
85 load x; y_inicial = yr(:,size(yr,2));
86 load xx; Q(1:N,1)=Q(:,size(Q,2));
87
88 % Alturas iniciales
89 h=zeros(N,1);
90 for i=1:N
91     h(i,1)=z(i)+y_inicial(i);
92 end
93
94 % CONDICIONES DE BORDE -----
95 % AGUAS ARRIBA [Hidrograma: US=1 / compuerta: US0=2]
96 US=1;
97 if US==1 % HIDROGRAMA
98     disp('Condicion US Hidrograma')
99     QQ=zeros(M+1,1);
100    qp=10; % caudal pico unitario
101    qb=5;  % caudal inicial m3/seg
102    tp=3;  %seg
103    a=0;   tg=4;
104    bb=deltat;
105    for t=1:M+1
106        QQ(t,1)=qb+(qp-qb)*(exp(-((t-a)*(bb/3600)-tp)/(tg-tp)))*((t-a)*...
107            (bb/3600)/tp)^(tp/(tg-tp)));
108    end
109    t=1:size(QQ,1); ti=linspace(1,size(t,2),M+1);
110    Qup=interp1(t,QQ,ti);
111    CB_US= Qup; % Vector datos necesarios segun condicion de borde
112    Qup(1,1)
113 end

```

```

114
115 if US==2 % COMPUERTA
116     bc_US(1:M+1)=1.2; % Apertura de compuerta US
117     Cp=0.6; % Coeficiente de compuerta US
118     yu(1:M+1)=2; % Altura de tirante aguas arriba de compuerta US
119     CB_US(1,:) = bc_US; CB_US(2,:)=yu; CB_US(3,1)=Cp;
120 end
121
122 % AGUAS ABAJO
123 %[Vertedero: DS=1 / Flujo uniforme: DS=2 / Compuerta: DS=3 / Stage hydrograph: DS=4]
124 DS=1;
125 if DS==1 % VERTEDERO
126     disp('Condicion DS Vertedero')
127     Cv=50; %105
128     Pv=1.3;
129     CB_DS = [Cv,Pv];
130 end
131 if DS==2 || DS==4 % UNIFORME o STAGE HYDROG
132     disp('Condicion DS Flujo uniforme o Hidrog. de tirantes')
133     CB_DS = 0;
134 end
135 if DS==3 % COMPUERTA
136     yd(1:M+1)=1; % Altura de tirante aguas abajo de compuerta DS
137     bc_DS(1:M+1)=1.5; % Apertura de compuerta DS
138     Cp=0.6; % Coeficiente de compuerta DS
139     CB_DS(1,:) = bc_DS; CB_DS(2,:)=yd; CB_DS(3,1)=Cp;
140 end
141
142 % COMPUERTAS INTERMEDIAS -----
143 if Cint==1
144     bc_int(1,1:M+1)=1.25*ones(1,M+1);
145     bc_int(2,1:M+1)=1*ones(1,M+1);
146     bc_int(3,1:M+1)=0.75*ones(1,M+1);
147     for i=1:Nc
148         Cp_int(i)=0.8; % Coeficiente(s) de compuerta(s) intermedia(s)
149         C_Cint(i,1)=i;
150         C_Cint(i,2)= Cp_int(i);
151         C_Cint(i,3)= Cus_acum(i);
152     end
153 else
154     C_Cint=0;
155     bc_int=0;
156 end
157
158 % SALIDAS LATERALES -----
159 if Clat~=0
160     if Clat == 1
161         Cv_lat(1:size(Xlat,2))=1; % Coef (o vector coefs) de ver(s) lateral(es)
162         Pv_lat(1:size(Xlat,2))=3; % Pared del vertederos laterales
163         C_Clat(1:size(Xlat,2),1)= Cv_lat;
164         C_Clat(1:size(Xlat,2),2)= Pv_lat;
165         C_Clat(1:size(Xlat,2),3)= Xlat;
166     end
167     if Clat ==2
168         Cp_lat(1:size(Xlat,2))=0.6; % Coef (o vector coefs) de compuerta(s) lat
169         yd_sec(1:size(Xlat,2))=0.5; % Tirante DS de comp lat (canales secund)
170         bc_lat(1:size(Xlat,2))=0.75; % Apertura (o vector aperturas) de comp lat
171         C_Clat(1:size(Xlat,2),1)= Cp_lat;

```

```

172         C_Clat(1:size(Xlat,2),2)= yd_sec;
173         C_Clat(1:size(Xlat,2),3)= bc_lat;
174         C_Clat(1:size(Xlat,2),4)= Xlat;
175     end
176 else
177     C_Clat=0;
178 end

```

C.3. Método de recocido simulado

C.3.1. Código principal

```

1 nr= [0.016 0.024 0.032 0.040]; % Coeficientes de rugosidad reales
2 ym=diffinitas4(nr); % Simulacion de tirantes reales
3
4 par(1,:)=[2 6 10 13]; % Puntos de medicion
5
6 for f=1:2:4 % Intervalos de toma de registros
7     [nM, fo_sa,k,q,TolFun]=identificacion(ym,par(1,1),par(1,2),par(1,3),par(1,4),f);
8 end

```

C.3.2. Parámetros de la optimización

```

1 function [nM, fo_sa,k,q,TolFun]=identificacion(ym,m1,m2,m3,m4,f)
2 nmin(1:4)=0.008; % Limite inferior de coeficientes propuestos por la optimizacion
3 nmax(1:4)=0.070; % Limite superior de coeficientes propuestos por la optimizacion
4 N=124; % Cantidad de valores de busqueda de la optimizacion
5 for i=1:4
6     delta(i)=(nmax(i)-nmin(i))./N;
7 end
8
9 l=[0 0 0 0]; u=[N N N N]; x0=[0 0 0 0];
10 kmax=2000; % Iteraciones
11 q=0.5; % Paramero de enfriamiento
12 TolFun=1e-2; % Parametro de aceptacion
13 [x0_sa, fo_sa, k]=sim_anl(@(j)funcobjetivo(j,ym,delta,nmin,m1,m2,m3,m4,...
14 f),x0,l,u,kmax,q,TolFun);
15 nM=x0_sa.*delta+nmin;

```

C.3.3. Función objetivo (Coeficiente m , 4 mediciones)

```

1 function f0=funcobjetivo(j,ym,delta,nmin,m1,m2,m3,m4,f)
2 nM=delta.*j+nmin; % Coeficientes de rugosidad propuestos
3 ys=diffinitas(nM); % Valores de tirantes simulados para nM
4 for i=[m1 m2 m3 m4] % Puntos de medicion
5     f1(i)=sum(((ys(i,1:f:size(ys,2))-ym(i,1:f:size(ym,2)))./ym(i,1:f:size(ym,2))).^2);
6     (Ec. 4.6)
7 end
8 f0=sqrt((f1(m1)+f1(m2)+f1(m3)+f1(m4))/(4*size(ys,2)/f)) (Ec. 4.6)

```

C.3.4. Código *Simulated Annealing* (de Yang (2005))

```

1 function [xo, fo, k]=sim_an1(funcobjetivo,x0,l,u,kmax,q,TolFun)
2 x=x0; fx=feval(funcobjetivo,x);
3 xo=x; fo=fx;
4 if nargin <7, TolFun=1e-8; end
5 if nargin <6, q=1; end
6 if nargin <5, kmax=100; end;
7
8 for k=0:kmax
9     Ti=((1/100)*k/kmax)^q;
10    mu= 10^(Ti*50); (Ec. 6.11)
11    dx=round(mu_inv(2*rand(size(x))-1,mu).*(u-1));
12    x1=x+dx; % next guess
13    x1= (x1<l).*l +(l <= x1).*(x1 <= u).*x1 + (u < x1).*u;
14                                % confine it inside the admissible bounded by l and u
15    fx1= feval(funcobjetivo1,x1); df=fx1-fx;
16        if df <0 || rand < exp(-Ti*df/(abs(fx)+eps))/TolFun) (Ec. 6.12)
17            x=x1;
18            fx=fx1;
19            end
20    if fx < fo, xo=x;
21        fo=fx1;
22    end
23 end

```

Ecuación $g(y)$ (de Yang (2005))

```

1 function x= mu_inv(y,mu)
2 x=((1+mu).^abs(y)-1)/mu).*sign(y); (Ec. 6.10)

```