



Título del Trabajo Fin de Máster:

***ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE
METODOLOGÍAS DE AFORO DE
CAUDAL EN LÁMINA LIBRE
MEDIANTE CURVA DE GASTO Y
PERFILADOR ACÚSTICO DOPPLER.
APLICACIÓN EN RÍOS DE LA REGIÓN
DE QUEBEC (CANADÁ)***

Intensificación:

HIDRÁULICA URBANA

Autor:

LAHKIM JELLOUL, ABDELKADER

Director/es:

DR. ANDRÉS DOMÉNECH, IGNACIO

DR. VALLÉS MORÁN, FRANCISCO JOSÉ

Fecha: **SEPTIEMBRE, 2012**



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma



Título del Trabajo Fin de Máster:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS DE AFORO DE CAUDAL EN LÁMINA LIBRE MEDIANTE CURVA DE GASTO Y PERFILADOR ACÚSTICO DOPPLER. APLICACIÓN EN RÍOS DE LA REGIÓN DE QUEBEC (CANADÁ)

Autor: **LAHKIM JELLOUL, ABDELKADER**

Tipo	A <input type="checkbox"/> B <input checked="" type="checkbox"/>	Lugar de Realización	Montréal (Canadá)
Director	ANDRÉS DOMÉNECH, IGNACIO VALLÉS MORÁN, F. JOSÉ	Fecha de Lectura	
Codirector1			
Codirector2			
Tutor			

Resumen:

La determinación del caudal en lámina libre es un ejercicio complejo, pero indispensable para la resolución de varios problemas a los que los técnicos se enfrentan a menudo, sea en el campo de los recursos hídricos o en redes de saneamiento para conocer mejor y predecir los caudales que son generalmente utilizados para fines económicos, sociales o medioambientales. Para ello, es indispensable disponer de instrumentos adecuados capaces de medir de manera precisa, detallada y con coste razonable, los distintos parámetros necesarios para los estudios a realizar. Hoy en día, los medidores electrónicos de velocidad que utilizan técnicas acústicas, de radar o por imagen están revolucionando la medida de caudales en los cauces. Cada vez más, estos sistemas están reemplazando a los instrumentos mecánicos, convirtiéndose así en los instrumentos de referencia para medir el caudal. Estos instrumentos ofrecen unas prestaciones superiores en términos de eficacia, rendimiento y seguridad.

Un enfoque relativamente reciente para el aforo de caudal en lámina libre, consiste en medir la velocidad y la profundidad del flujo mediante el perfilador acústico Doppler (Acoustic Doppler Current Profiler, ADCP) para calcular el caudal, un instrumento de medida muy preciso en condiciones ideales de utilización. Para ello, en el siguiente trabajo se analiza el funcionamiento del ADCP en diferentes contextos, comparándolo con el método clásico: la curva de gasto, que consiste en llevar una campaña de medidas puntuales, permitiendo establecer simultáneamente el caudal y la profundidad, por lo medios más precisos posible, con el fin de calibrar una relación que mediante una única medida de profundidad, permite obtener el caudal.

Asimismo, en primer lugar se realiza una fase experimental que permite validar el funcionamiento del ADCP, por un lado mediante la comparación de los caudales obtenidos en un canal de laboratorio con los obtenidos mediante un caudalímetro electromagnético calibrado y un limnímetro, y por otro lado realizando un contraste teórico experimental entre el ADCP y la curva de gasto obtenida según las formulas clásicas de la hidráulica.

En segundo lugar, se analizan datos obtenidos en tres ríos de la región del Quebec (Canadá), se evalúan las discrepancias entre los caudales estimados con la curva de gasto y los caudales medidos mediante el ADCP y por último, determinar si la curva de gasto es capaz de reproducir las medidas obtenidas mediante el ADCP.

Resumen en inglés

Determination of the open channel flow is a complex exercise but it is essential in order to solve the

problems that technicians often face to better understand and predict discharges which are generally used for commercial, social or environmental purposes, whether in the field of water resources or in sewerage networks. For this aim, it is essential to have adequate instruments which are able to measure accurately, detailed and with a reasonable cost, the different parameters needed for studies to be performed. Nowadays, electronic speed meters using acoustic techniques, radar or imaging are revolutionizing the flow measurement in open channels. Increasingly, these systems are replacing mechanical instruments and they are becoming reference instruments to measure flows. These instruments offer superior performance in terms of efficiency, performance and security.

A relatively recent approach to obtain the open channel flow is to measure the speed and flow's depth using acoustic Doppler profiler (Acoustic Doppler Current Profiler, ADCP) to calculate the discharge, a very precise measuring instrument when used in ideal conditions. In this way, the following paper analyzes the performance of the ADCP in different contexts, comparing it with the classical method: the stage-discharge curves. This classical method consists in doing a campaign of one-off measures, allowing the determination of flow and depth simultaneously as precise as possible, in order to calibrate a relationship that, using a single measure of depth, enables to calculate the corresponding flow.

Furthermore, firstly a pilot phase is developed in order to validate the ADCP operation, first by comparing the flow channel obtained in a laboratory with those obtained using a calibrated electromagnetic flow meter and a gage, and secondly performing an experimental theoretical contrast between the ADCP and the stage-discharge curve obtained in the classical formulas of hydraulics.

Secondly, we analyze data from three rivers in the region of Quebec (Canada), assess the discrepancies between the estimated flow rating curve and flow measured by ADCP and finally, determine whether the stage-discharge curve is able to reproduce the measurements obtained by the ADCP.

Resumen en valenciano

La determinació del cabal en làmina lliure és un exercici complex, però indispensable per a la resolució de diversos problemes als quals el tècnics s'enfronten sovint, ja siga al camp dels recursos hídrics o en les xarxes de sanejament per conèixer millor i predir els cabals que són utilitzats generalment per a fins econòmics, socials o mediambientals. Per això, és indispensable disposar d'instrument adequats capaços de mesurar de manera precisa, detallada i amb un cost raonable, els distints paràmetres necessaris per als estudis a realitzar. Avui en dia, els mesuradors electrònics de velocitat que utilitzen tècniques acústiques, de radar o per imatge estan revolucionant el mesurament de cabals als rius. Cada vegada més, aquests sistemes estan reemplaçant als instruments mecànics, convertint-se així en els instruments de referència per a mesurar el cabal. Aquests instruments ofereixen unes prestacions superiors en termes d'eficàcia, rendiment i seguretat.

Un enfocament relativament recent per a l'aforament del cabal en làmina lliure, consisteix en mesurar la velocitat i la profunditat del flux mitjançant el perfilador acústic Doppler (Acoustic Doppler Current Profiler, ADCP) per calcular el cabal, un instrument de mesura molt precís en condicions ideals d'utilització. Per a això, en el següent treball s'analitza el funcionament del ADCP en diferents contexts, comparant-lo amb el mètode clàssic: la corba de despesa, que consisteix en realitzar una campanya de mesures puntuals, permetent establir simultàniament el cabal i la profunditat, per els mitjans més precisos possible, amb la finalitat de calibrar una relació que mitjançant una única mesura de profunditat, permet obtenir el cabal.

Així mateix, en primer lloc es realitza una fase experimental que permet validar el funcionament del ADCP, per una banda mitjançant la comparació dels cabals obtinguts en un canal de laboratori amb els obtinguts mitjançant un cabalímetre electromagnètic calibrat i un limnímetre, i per altra banda realitzant un contrast teòric experimental entre l'ADCP i la corba de despesa obtinguda segons les

fórmules clàssiques de la hidràulica.

En segon lloc, s'analitzen dades obtinguts en tres rius de a regió del Quebec (Canadà), s'avaluen les discrepàncies entre els cabals estimats amb la corba de despesa i els cabals mesurats mitjançant l'ADCP i per últim determinar si la corba de despesa és capaç de reproduir les mesures obtingudes mitjançant l'ADCP.

Palabras clave:

Aforo en lámina libre; curva de gasto; ADCP; índice de velocidad

Agradecimientos

La realización de este trabajo ha sido posible gracias al apoyo fundamental de muchas personas a las que quisiera enviar mi más sincero agradecimiento:

A mis profesores Ignacio Andrés y Francisco Vallés, por prestarme toda la ayuda necesaria dedicándome muchísimo de su tiempo y transmitiéndome sus conocimientos.

Al Dr. Saad Bennis por facilitarme los datos para la realización de este estudio, pero sobre todo por darme la ocasión de incorporarme a su equipo.

A mi compañero Anas Sebti por su compañía en la ETS en Montréal y su gran ayuda con las Macros de Excel que me han facilitado muchísimo el trabajo.

A mis compañeras y compañeros del Máster, gracias a vosotros este curso ha sido el mejor de mi carrera académica.

A Ester López y Andrea Momblanch por estar siempre allí cuando más las necesito.

A mis padres y mis hermanos por su apoyo desde la distancia.

A Amparo por su apoyo incondicional, sin ello no hubiera podido seguir con este proyecto.

Índice

Capítulo I. Introducción	9
1.1 Contexto	9
1.2 Objetivo	10
Capítulo II. Aforo en flujos en lámina libre: estado del arte.	15
2.1 Hidrometría operacional clásica	15
2.1.1 Definición	15
2.1.2 Los métodos tradicionales de estimación del caudal en lámina libre	15
2.1.3 Las estaciones de aforo clásicas y la curva de gasto.....	31
2.2 Limitaciones de los métodos operacionales clásicos: curva de gasto	35
2.2.1 Principales fuentes de incertidumbre en la estimación de las curvas de gasto	35
2.2.2 La variabilidad temporal de la curva de gasto	37
2.2.3 Incertidumbre durante los eventos extremos	39
2.2.4 Implicaciones en la extrapolación de la curva de gasto	40
2.3 Técnicas en desarrollo	41
2.3.1 Necesidad de modernizar la hidrometría	41
2.3.2 Batimetría y nivel del agua	42
2.3.3 El Perfilador de corrientes por efecto Doppler (ADCP)	43
2.3.4 Índice de velocidad	49
2.3.5 El radar	50
2.3.6 El Lidar.....	51
2.3.7 Los velocímetros gráficos de partículas a gran escala (LSPIV).....	52
2.3.8 Medidas desde el espacio	54
2.4 Comparaciones entre diferentes métodos	55
2.5 Conclusiones.....	58
Capítulo III. Validación del ADCP en el laboratorio	63
3.1 Introducción	63
3.2 Objetivo	63
3.3 Descripción del dispositivo experimental	63
3.4 Metodología experimental.....	67

3.4.1 Configuración del ARGONAUT SW.....	67
3.4.2 Rango de caudales ensayados	69
3.4.3 Rangos de calados.....	70
3.5 Resultados de la campaña experimental	70
3.6 Análisis de resultados	72
3.7 Obtención teórica de la curva de gasto.....	76
3.8 Contraste teórico-experimental	79
3.9 Conclusión	81
Capítulo IV. Análisis del funcionamiento del ADCP en ríos de la región del Quebec.....	85
4.1 Introducción	85
4.2 Objetivo	86
4.3 Descripción de los tres tramos de estudio	87
4.3.1 Características del emplazamiento 1.....	88
4.3.2 Características del emplazamiento 2.....	88
4.3.3 Características del emplazamiento 3.....	89
4.4 Descripción de los elementos utilizados	89
4.5 Metodología	91
4.6 Análisis.....	95
4.6.1 Emplazamiento 1	95
4.6.2 Emplazamiento 2	103
4.6.3 Emplazamiento 3	112
4.6.4 Resumen de resultados.....	118
4.7 Conclusión	119
Capítulo V. Conclusiones	123
5.1 Síntesis y conclusiones	123
5.1.1 Sobre el estado del conocimiento	123
5.1.2 Sobre los ensayos en laboratorio.....	126
5.1.3 Sobre el análisis del funcionamiento del ADCP en ríos de la región del Quebec.....	127
5.2 Líneas de investigación futuras	129
Bibliografía.....	133

Índice de figuras

Figura 2.1 Disposición general de una obra para medición de caudales.(Marinus G. Bos et al, 1986)	18
Figura 2.2 Canal de aforo Parshall (según Scott y Houston, 1959)	19
Figura 2.3 Elementos de un una estructura hidráulica (Marinus G. Bos et al, 1986).....	20
Figura 2.4 Estación de aforos de tipo v-flat. Sanz Ronda et al, (2008).....	22
Figura 2.5 Ejemplo de estación de aforos de tipo Vflat donde son patentes muchos de los problemas descritos (Triollo, Palencia). Sanz Ronda et al, (2008).....	23
Figura 2.6 Curvas comunes de igual velocidad isotacas en diferentes secciones de canal (Marinus G. Bos et al, 1986)	24
Figura 2.7 Vista de la sección transversal de un río en el que se muestra la ubicación de los puntos de observación (Organización Meteorológica Mundial, 1994)	25
Figura 2.8 Molinete (Santaengracia, 2010)	26
Figura 2.9 Medidor electromagnético (Santaengracia, 2010)	27
Figura 2.10 Sistema básico del método ultrasónico en planta	28
Figura 2.11 Sistema básico del método electromagnético (Organización Meteorológica Mundial, 1994)	30
Figura 2.12 Ejemplo de curva de gasto del río Ebro en Zaragoza (Servicio de Aforos y Estadística, 2009)	32
Figura 2.13 Curva de gasto en sección regular	33
Figura 2.14 Curva de gasto en sección irregular (Jacon, 1990)	33
Figura 2.15 control aguas abajo variable (Jacon, 1990)	34
Figura 2.16 Curvas de gastos con sección inestable (Jacon, 1990)	34
Figura 2.17 Curvas de gastos con pseudo univocidad (Jacon, 1990).....	35
Figura 2.18 curva de gasto en régimen variable (Jacon, 1990)	35
Figura 2.20 Fenómeno de histéresis. Río Plymouth, Carolina del Norte EE.UU (Birgand et al, 2005)	38
Figura 2.21 Evolución de la relación H-Q durante el estiaje en cauces con lecho aluvial (Hauet, 2006)	39
Figura 2.22 Varias extrapolaciones posibles	41
Figura 2.23 Aforo con molinete en 1909 y 1996 (Hauet, 2006)	42
Figura 2.24 Principio operativo de un perfilador de corriente de efecto Doppler instalado sobre embarcación (Muste et al, 2008).....	44

Índice

Figura 2.25 principio de la medida de la velocidad por efecto Doppler (A) sección longitudinal, (B) sección transversal (Birgand et al., 2005)	45
Figura 2.26 Representación esquemática de la componente en función de la dirección del haz ultrasónico.	46
Figura 2.27 Representación esquemática de la variedad de señal recibida en función de la posición de las partículas.....	47
Figura 2.28 Ejemplo medida de caudal mediante ADCP	47
Figura 2.29 ADCP instalado sobre flotador en una red de saneamiento en Marsella, Francia.....	48
Figura 2.30 Dispositivo para mantener el ADCP en la superficie	49
Figura 2.31 Ejemplo de la relación nivel- caudal (izquierda) y la relación índice-velocidad (derecha) en el río Foresman, USA (Ducharme et al. 2003)	50
Figura 2.32 Comparación de la precisión de los caudales estimados por los métodos ADCP-Índice velocidad y por el método limnómetro curva de gasto (Ducharme et al. 2003)	50
Figura 2.33 Helicóptero y su equipamiento Radar y GPR (Hauet, 2006)	51
Figura 2.34 Fundamento y componentes operativos de los velocímetros gráficos de partículas a gran escala (LSPIV)	53
Figura 2.35 Comparación de los sistemas ADCP, LSPIV y otros métodos (Muste et al, 2008).....	57
Figura 3.1 Elementos del canal de laboratorio	64
Figura 3.2 Elementos de medición.....	64
Figura 3.3 El ADCP Argonaut SW 3000 kHz	65
Figura 3.4 Funcionamiento del ADCP.....	67
Figura 3.5 Q std en función de ΔQ	75
Figura 3.6 H std en función de ΔH	75
Figura 3.7 Esquema del canal de laboratorio.....	76
Figura 3.8 Curva de gasto teórica del canal de laboratorio	79
Figura 3.9 Contraste de la curva de gasto con el ADCP	80
Figura 4.1 Ubicación de la cuenca Saint-Maurice y los tres emplazamientos de estudio (Wikimedia Commons) 87	
Figura 4.2 sección transversal del río en el emplazamiento 1	88
Figura 4.3 sección transversal del río en el emplazamiento 2	89
Figura 4.4 Sección transversal del río en el emplazamiento 3	89
Figura 4.5 ADCP sobre flotador en funcionamiento (Hydro-Quebec).....	90

Figura 4.6 Esquema emplazamiento de la instrumentación utilizada	90
Figura 4.7 Representación de la velocidad índice en función de la velocidad media en el emplazamiento 1	91
Figura 4.8 Representación de la velocidad índice en función de la velocidad media en el emplazamiento 2	92
Figura 4.9 Representación de la velocidad índice en función de la velocidad media en el emplazamiento 3	92
Figura 4.10 Ejemplo de anomalías en los datos de caudal medidos mediante el ADCP	93
Figura 4.11 Curva de gasto emplazamiento 1 (2009 y 2011)	95
Figura 4.12 Curva de gasto con datos validados emplazamiento 1 (2009 y 2011)	96
Figura 4.13 Hidrograma emplazamiento 1 (2010)	97
Figura 4.14 Hidrograma durante la crecida de primavera emplazamiento 1 (2010)	98
Figura 4.15 hidrograma durante la crecida de otoño emplazamiento 1 (2010)	99
Figura 4.16 hidrograma durante el estiaje emplazamiento 1 (2010)	100
Figura 4.17 Curva de gasto en presencia de hielo en el emplazamiento 1	101
Figura 4.18 hidrograma durante la presencia de hielo emplazamiento 1 (2010)	102
Figura 4.19 Curva de gasto emplazamiento 2 (2009 y 2011)	103
Figura 4.20 Curva de gasto con datos validados emplazamiento 2 (2009 y 2011)	104
Figura 4.21 Hidrograma emplazamiento 2 (2010)	105
Figura 4.22 Hidrograma durante la crecida de primavera emplazamiento 2 (2010)	106
Figura 4.23 Hidrograma durante la crecida de otoño emplazamiento 2 (2010)	107
Figura 4.24 Hidrograma durante el periodo de estiaje emplazamiento 2 (2010)	108
Figura 4.25 Curva de gasto en presencia de hielo en el emplazamiento 2	109
Figura 4.26 Hidrograma durante la presencia de hielo en invierno en el emplazamiento 2	110
Figura 4.27 Hidrograma durante la presencia de hielo en otoño emplazamiento 2 (2010)	111
Figura 4.28 Curva de gasto emplazamiento 3 (2008)	112
Figura 4.29 Curva de gasto con datos validados emplazamiento 3 (2008)	113
Figura 4.30 Hidrograma emplazamiento 3 (2009)	114
Figura 4.31 Hidrograma durante la crecida de primavera emplazamiento 3 (2009)	115
Figura 4.32 Curva de gasto durante la presencia de hielo en el emplazamiento 3	116
Figura 4.33 Hidrograma durante la presencia de hielo emplazamiento 3 (2009)	117

Índice de tablas

Tabla 2.1 Resumen estadístico de las técnicas de medida del caudal	58
Tabla 3.1 resultados recopilados.....	71
Tabla 3.2 Análisis de los datos.....	73
Tabla 3.3 Cálculos de Y_2 teórico	77
Tabla 3.4 Cálculos de Y_1 teórica.....	78
Tabla 4.1 Resumen índice emplazamiento 1.....	118
Tabla 4.2 Resumen índice emplazamiento 2.....	118
Tabla 4.3 Resumen índice emplazamiento 3.....	119

Capítulo I: Introducción

Capítulo I. Introducción

1.1 Contexto

La determinación del caudal es una medición compleja, pero indispensable para la resolución de varios problemas a los que los técnicos se enfrentan a menudo.

En el campo de los recursos hídricos es importante conocer mejor y predecir los caudales en los ríos sobre todo en período de crecida y de estiaje que son generalmente utilizados para los siguientes fines:

- Económicos, durante la realización de obras hidráulicas
- Planificación a fin de prevenir inundaciones
- Sociales en el marco del abastecimiento de las poblaciones de agua de consumo y de riego.

Asimismo, en las redes de saneamiento es imprescindible conocer y predecir los caudales para los siguientes fines:

- Técnicos, para la detección de anomalías, explotación, gestión en tiempo real.
- Legales y medioambientales, respetar los criterios de vertido.
- Económicos, políticas de tarificación.

Para ello, es indispensable disponer de instrumentos adecuados capaces de medir de manera precisa, detallada y con un coste asumible, los distintos parámetros necesarios para los estudios a realizar.

Afortunadamente, durante los últimos 20 años, la posibilidad de disponer de sistemas informáticos y electrónicos muy sofisticados a precios reducidos, ha conducido al desarrollo de instrumentos electrónicos para la medición de la velocidad, el nivel de la lámina de agua y el caudal, con mucha precisión y fiabilidad, lo que ha permitido la evolución de la hidrometría.

Hoy en día, los medidores electrónicos de velocidad que utilizan técnicas acústicas, de radar o por imagen están revolucionando la medida de caudales en los cauces. Cada vez más, estos sistemas están reemplazando a los instrumentos mecánicos, convirtiéndose así en los

instrumentos más usuales para medir el caudal. Estos instrumentos ofrecen unas prestaciones superiores en términos de eficacia, rendimiento y seguridad.

Un enfoque relativamente reciente para el aforo de caudal en lámina libre, consiste en medir la velocidad y la profundidad del flujo mediante el perfilador acústico Doppler (Acoustic Doppler Current Profiler, ADCP) para calcular el caudal, un instrumento de medida muy preciso en condiciones ideales de utilización. Para ello, se debe analizar en diferentes contextos reales y comparar con el método clásico: la curva de gasto, obtenida mediante formulaciones habituales de la hidráulica.

El enfoque clásico de aforo de caudal en lámina libre consiste en llevar una campaña de medidas puntuales, permitiendo establecer simultáneamente el caudal y la profundidad, por medios lo más precisos posible con el fin de calibrar una relación caudal-nivel llamada curva de gasto. Una vez ésta última está definida, una única medida de la profundidad permite deducir el caudal. Este enfoque clásico tiene una base teórica bastante sólida y se basa sobre tecnologías probadas para medir la velocidad y la profundidad.

Desgraciadamente, es difícil obtener medidas nivel-caudal en situaciones extremas, ya que generalmente no suele haber equipos de medida en terreno cuando se produce un evento extremo. Asimismo, el establecimiento de una relación biunívoca de nivel-caudal necesita que la sección del cauce y el perfil de las velocidades sean estables. Cuando la morfología de un cauce cambia por erosión o sedimentación, nuevas medidas deben realizarse para corregir la curva de gasto.

1.2 Objetivo

El objetivo general de la presente tesina es presentar una comparación de los métodos tradicionales respecto de las últimas tendencias y soluciones para el aforo de caudal en lámina libre, para cuantificar las incertidumbres vinculadas a cada método (capítulo II).

Asimismo, el objetivo específico del siguiente trabajo, es comparar dos metodologías de aforo en lámina libre en diferentes contextos. Dichas metodologías son: la curva de gasto, un método clásico utilizado todavía en más del 80 % de las mediciones de hoy en día, y la utilización del perfilador acústico Doppler (ADCP), una tecnología moderna cada vez más utilizada.

En primer lugar se realiza una fase experimental que permite el aprendizaje y el correcto uso de una de las nuevas tecnologías e instrumentación asociada a la medición de las velocidades instantáneas en flujo en lámina libre: el ADCP, tanto su configuración, puesta en marcha y adquisición de datos, y posteriormente validar su funcionamiento, por un lado mediante la comparación de los caudales obtenidos en un canal de laboratorio con los obtenidos mediante un caudalímetro electromagnético calibrado y un limnómetro, y por otro lado realizando un contraste teórico experimental entre el ADCP y la curva de gasto obtenida según las formulas clásicas de la hidráulica (capítulo III).

En segundo lugar, se analizan datos obtenidos en tres ríos de la región del Quebec (Canadá), se evalúan las discrepancias entre los caudales estimados con la curva de gasto y los caudales medidos mediante el ADCP y por último, determinar si la curva de gasto es capaz de reproducir las medidas obtenidas mediante el ADCP (capítulo IV).

Finalmente, en el capítulo V se presentan las conclusiones y las líneas futuras de investigación.

Capítulo II: Aforo en flujos en lámina libre: Estado del arte

Capítulo II. Aforo en flujos en lámina libre: estado del arte.

2.1 Hidrometría operacional clásica

2.1.1 Definición

La hidrometría se define como la parte de la hidrología que tiene por objeto medir el volumen de agua que pasa por unidad de tiempo a través de una sección transversal de flujo.

La hidrometría, además de medir el agua, comprende también las tareas de planear, ejecutar y procesar la información que se registra en sistemas hidráulicos como lo son los sistemas de riego, sistemas de cuencas hidrográficas, sistemas urbanos de distribución de agua y saneamiento.

2.1.2 Los métodos tradicionales de estimación del caudal en lámina libre

En el siguiente apartado se realiza una breve descripción de los métodos e instrumentos más comunes para la estimación de caudales en lámina libre.

2.1.2.1 Método volumétrico

Se emplea por lo general en el laboratorio o para caudales muy pequeños. Este método permite obtener una medida real del caudal. Para ello, se desvía todo el flujo hacia un recipiente de volumen conocido y se mide el tiempo que se tarda en llenarlo. El caudal resulta de dividir el volumen de agua que se recoge en el recipiente entre el tiempo que transcurre en rellenar dicho recipiente (ecuación 2.1).

$$Q = V/t \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Siendo Q el caudal (l/s), V el volumen del recipiente (l) y t el tiempo (s).

2.1.2.2 Método por dilución

La medición del caudal por este método depende de la determinación del grado de dilución en el río o canal de una solución trazadora añadida. El método se recomienda únicamente en lugares donde no se puedan emplear otros métodos tradicionales, debido a la poca profundidad de la corriente, a grandes velocidades, turbulencia excesiva o presencia de

sedimentos. Los dos métodos principales que emplean sustancias trazadoras son: el método de inyección a ritmo constante y el método de inyección instantánea. Las condiciones generales para ambos métodos son iguales. Se vierte en la corriente una solución trazadora estable a un ritmo constante o de una vez. El cálculo del caudal requiere del conocimiento de los siguientes factores:

- a) el caudal inyectado para el método de inyección a ritmo constante o la cantidad total inyectada para el método de inyección instantánea.
- b) la concentración del trazador en la solución inyectada.
- c) la concentración del trazador en la corriente después de que se haya diluido completamente en toda la sección transversal.

Las ecuaciones utilizadas para calcular el caudal de una corriente, Q , están basadas en el principio de continuidad del trazador:

$$Q = \frac{q c_i}{c_s} \text{ (Inyección continua)}$$

$$Q = \frac{c_i V}{\int_0^{\infty} c_s dt} \text{ (Inyección instantánea)}$$

Donde q es el caudal inyectado, c_i la concentración de solución inyectada, c_s la concentración en la sección de muestreo, V el volumen de la solución inyectada, y t el tiempo.

Se puede utilizar como trazador cualquier sustancia que reúna las siguientes características:

- a) se disuelve rápidamente en el agua de la corriente a temperaturas normales
- b) no se encuentra normalmente presente en el agua del cauce
- c) no se descompone en el agua del río, ni es retenida o absorbida por sedimentos, plantas u organismos
- d) su concentración puede ser medida en forma exacta por métodos sencillos
- e) es inofensiva para el hombre, los animales y la vegetación en las concentraciones que se utiliza.

La sustancia trazadora más económica es la sal común. Cuando la sustancia trazadora se inyecta de una sola vez en la corriente, la cantidad requerida no es muy grande y su detección por métodos de conductividad es bastante sencilla.

El bicromato de sodio se usa mucho en el método de dilución. Su solubilidad en el agua es relativamente elevada (600 kg/m^3) y la sal satisface la mayoría de las condiciones descritas anteriormente. El análisis colorimétrico permite medir concentraciones muy reducidas de bicromato de sodio.

Otros productos químicos utilizados para el aforo por dilución son el yoduro de sodio, el nitrito de sodio y el sulfato de manganeso.

También se han utilizado como trazadores elementos radioactivos como la bromina 82, el oro 198, la yodina 131 y el sodio 24. Las concentraciones de estos elementos, del orden de hasta 10^{-9} , pueden determinarse exactamente con un contador o un dosímetro, cuya sonda detectora esté suspendida sobre la corriente o en un tanque contador normalizado. Si bien los elementos radioactivos constituyen el trazador ideal para el método de dilución, el peligro que presentan para la salud podría limitar su uso en ciertas localidades.

La medición con trazadores no es sencilla. Tanto la inyección a ritmos constantes, como los métodos de detección del trazador requieren de instrumentos y métodos bastante delicados. Por supuesto, en el caso de utilizar trazadores radioactivos, las medidas de seguridad y las restricciones en el manejo de estos productos hacen que su utilización sea todavía más compleja.

Cuando las condiciones de medida son óptimas, la precisión obtenida es muy satisfactoria con errores del 5% (Michel Lang et al. 2006). Las fuentes de error posibles provienen de una mala manipulación de la inyección, una mala medición de la distancia entre la inyección y la sección del muestreo o bien de la evolución química del trazador en ciertas aguas por su reacción con los materiales, sedimentos, plantas u organismos depositados en el lecho del cauce.

2.1.2.3 Método hidráulico

Este método necesita de la puesta in situ de alguna estructura especialmente construida, llamadas medidores o aforadores, cuyo diseño se basa en los principios hidráulicos de orificios, vertederos y secciones críticas, para las cuales el caudal se obtiene a partir de la altura de la lámina de agua h .

La relación $Q = f(h)$ utilizada para obtener el caudal en función de la altura de agua proviene de los resultados de calibraciones realizados en laboratorio o in situ.

El nivel de precisión que se puede esperar de este método depende del cuidado durante la realización de las medidas, de la calidad de la calibración realizada anteriormente y de la diferencia entre las condiciones que han prevalecido durante la calibración y las condiciones realmente existentes durante la toma de medidas.

La mayoría de las obras de medición constan de un tramo convergente (Figura 2.1), en donde el agua, que llega en régimen subcrítico, se acelera hacia una contracción o garganta, en la que alcanza una velocidad supercrítica, a partir de la cual esta velocidad se va reduciendo gradualmente, hasta llegar de nuevo a un régimen subcrítico, por ejemplo el canal de aforo Parshall (Figura 2.2).

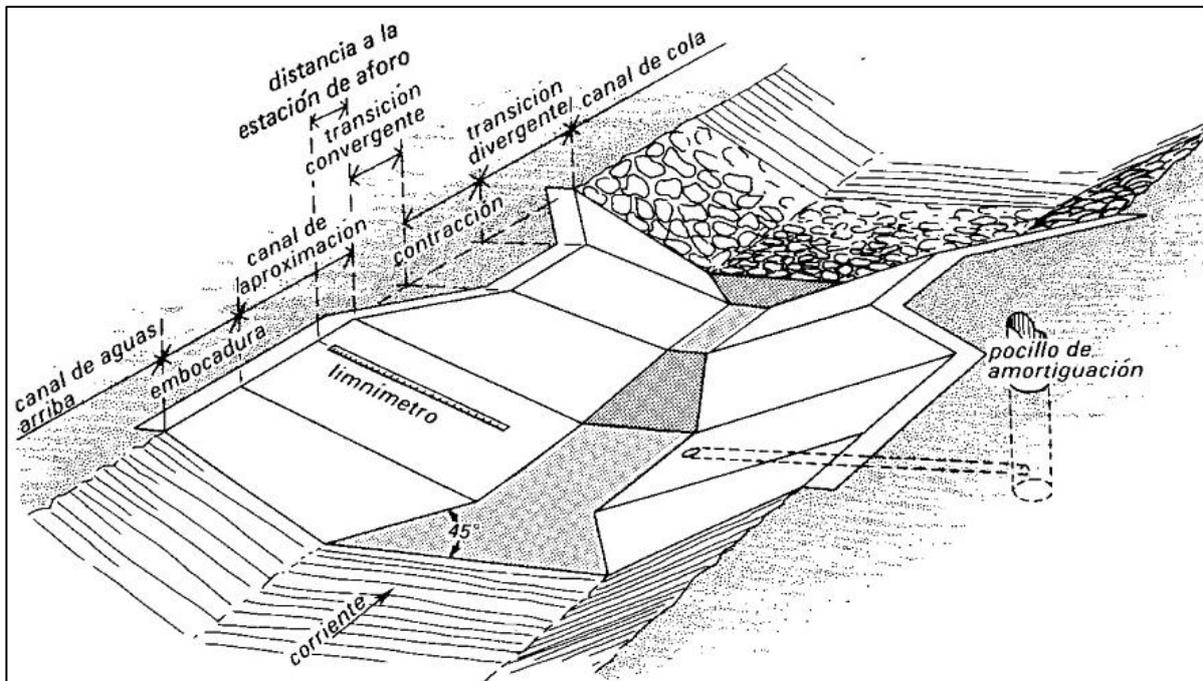


Figura 2.1 Disposición general de una obra para medición de caudales. (Marinus G. Bos et al, 1986)

Aguas arriba de la obra existe un canal de aproximación, que es necesario para que se produzca un régimen poco perturbado, de modo que la superficie del agua se mantenga estable y poder así medir su altura con exactitud. Aguas abajo del medidor hay un canal de cola, que es de capital importancia para el diseño de la obra, debido a que la gama de niveles de agua en el mismo, que resultan de variar los caudales, será la que determine la altura del resalto en el estrangulamiento, con respecto a la cota de la solera de este canal de cola.

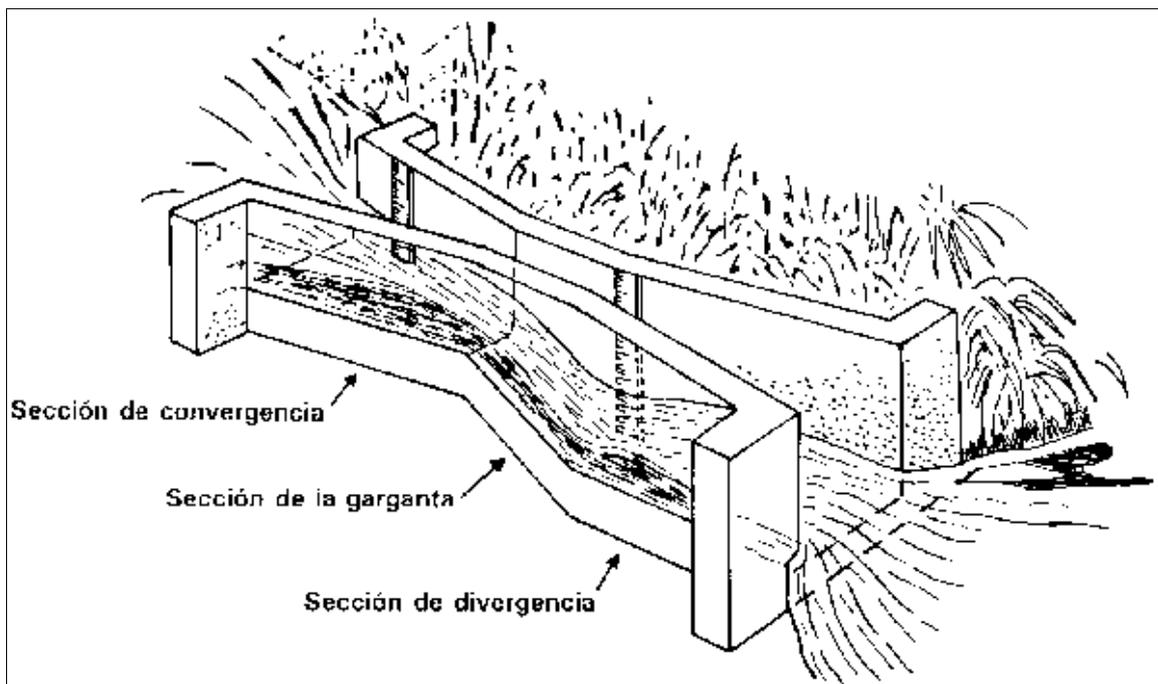


Figura 2.2 Canal de aforo Parshall (según Scott y Houston, 1959)

La diferencia unitaria entre la carga de energía aguas arriba, H_1 , y la carga de energía aguas abajo, H_2 , ambas referidas a la misma cota del resalto, se puede expresar por $(H_1 - H_2)/H_1$. Este cociente puede, también, escribirse como $1 - H_2/H_1$ en donde su último término expresa la relación de sumergencia (Figura 2.3). Para valores bajos de la relación de sumergencia (H_2/H_1), el nivel de cola y H_2 no influyen en la relación entre h_1 y Q y el régimen a través del dispositivo se denomina modular. Para relaciones, H_2/H_1 altas, el flujo en el estrangulamiento no puede alcanzar un régimen crítico, de modo que la altura de carga de aguas arriba referida al resalto queda influenciada por el nivel del agua de cola y, en consecuencia, el régimen no es modular. La relación de sumergencia para la que el régimen modular pasa a ser no modular se denomina límite modular. Si las velocidades del agua en los canales de aproximación y de cola son pequeñas, las cargas debidas a la velocidad, a

$v_1^2/2g$ y $v_2^2/2g$, serán también pequeñas en relación con las alturas de carga, h_1 y h_2 . En este caso, el valor de la relación, H_2/H_1 , se aproxima al de h_2/h_1 (Figura 2.3)

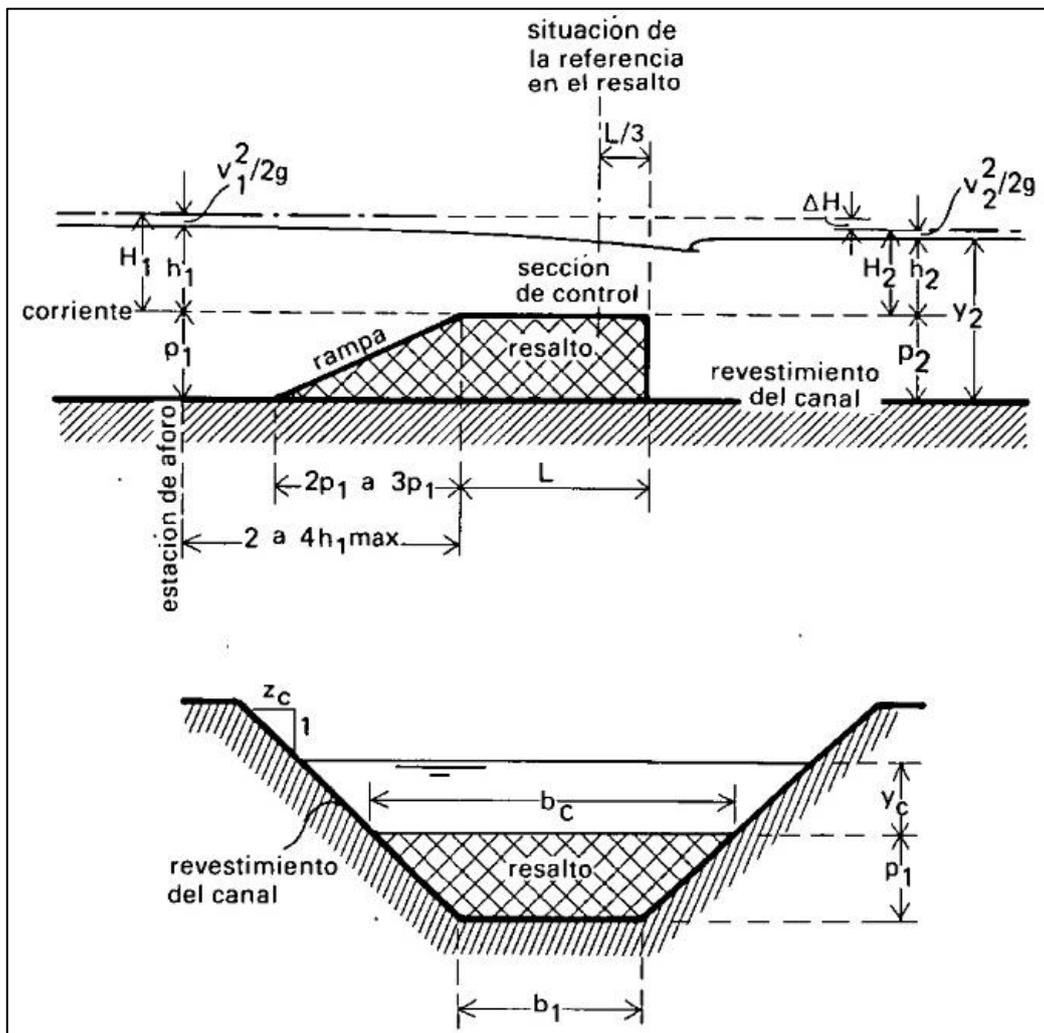


Figura 2.3 Elementos de un una estructura hidráulica (Marinus G. Bos et al, 1986)

Algunas obras de medición comúnmente aceptadas eliminan o prescinden de uno o más de estos elementos y, en consecuencia, la función de la parte suprimida no se realiza, quedando reducidas por ello sus posibilidades de aplicación. De todos los elementos, el más importante es el estrangulamiento o garganta, de cierta longitud, en donde el caudal entra sin derivación alguna y hace posible aplicar los conocimientos teóricos de la hidráulica, de manera que sea posible predecir con exactitud el comportamiento hidráulico de las obras.

Tanto el cauce como la estructura están sujetos a cambios con el tiempo, que afectan la relación $Q = f(h)$. Se pueden depositar sedimentos en el canal de aproximación o en la estructura misma. Pueden crecer algas en la cresta de la estructura durante el verano y se puede formar hielo en la estructura durante el invierno.

Para lograr una exactitud óptima en las mediciones, el canal de aproximación a los vertederos debe mantenerse limpio. Se deben reparar los daños en la parte esencial de la estructura. El cero de la escala para medir el nivel se debe controlar periódicamente. Se deben efectuar mediciones periódicas del caudal para determinar posibles variaciones en la calibración original.

Sin embargo, estas estructuras suponen un serio problema ambiental como la imposibilidad de su remonte por parte de la fauna piscícola.

Históricamente, las estaciones de aforo no han sido consideradas un obstáculo importante a la migración, pues sus primeras tipologías no suponían impedimento alguno para los peces.

Los primeros análisis sobre el problema ambiental que ocasionan este tipo de estructuras en la migración de los peces se remontan a White & Hartley (1970). Ha de transcurrir una década para que las estaciones de aforo vuelvan a centrar el interés de los ictiólogos. Así, Beach (1984) recoge su importancia como obstáculo para el movimiento de los peces. Posteriormente, Lucas & Frear (1997) realizan el primer estudio poblacional de los efectos de las estaciones de aforo sobre la comunidad piscícola centrándose en ciprínidos. Walters (1996) desarrolla un sistema de paso a través de deflectores adosados en el paramento de aguas abajo – denominadas Hurn baffles– específico para estaciones V-flat, que funciona en el laboratorio pero da problemas a escala real. Hoy en día, encontramos diferentes experiencias al respecto relativas todas ellas a autores británicos relacionados con la Environment Agency: Lucas et al. (2000); Rhodes et al. (2001), etc.

Las estaciones de aforo V-flat consisten en un pequeño azud dentro del cauce del río (entre 0,5 y 1 m de altura), con cresta en forma de “V-tendida” (V-flat), que provoca un vertido crítico sencillo de medir en cualquier situación (Figura 2.4). La principal ventaja de esta estructura frente a otros sistemas de medición continua en ríos es que permite mediciones precisas también para caudales bajos, por lo que su empleo se ha ido generalizando y se ha convertido en uno de los sistemas de aforo mejor valorados por los expertos (White & Woods-Ballard, 2003).

Este sistema de aforos es empleado con frecuencia en España por las Demarcaciones Hidrográficas del Miño-Sil, Cantábrico, Cuencas Internas del País Vasco, Duero y Tajo. No

obstante, prácticamente todas las cuencas cuentan con alguna estación V-flat excepto Galicia-Costa, Ebro, Júcar, Segura y Guadiana.

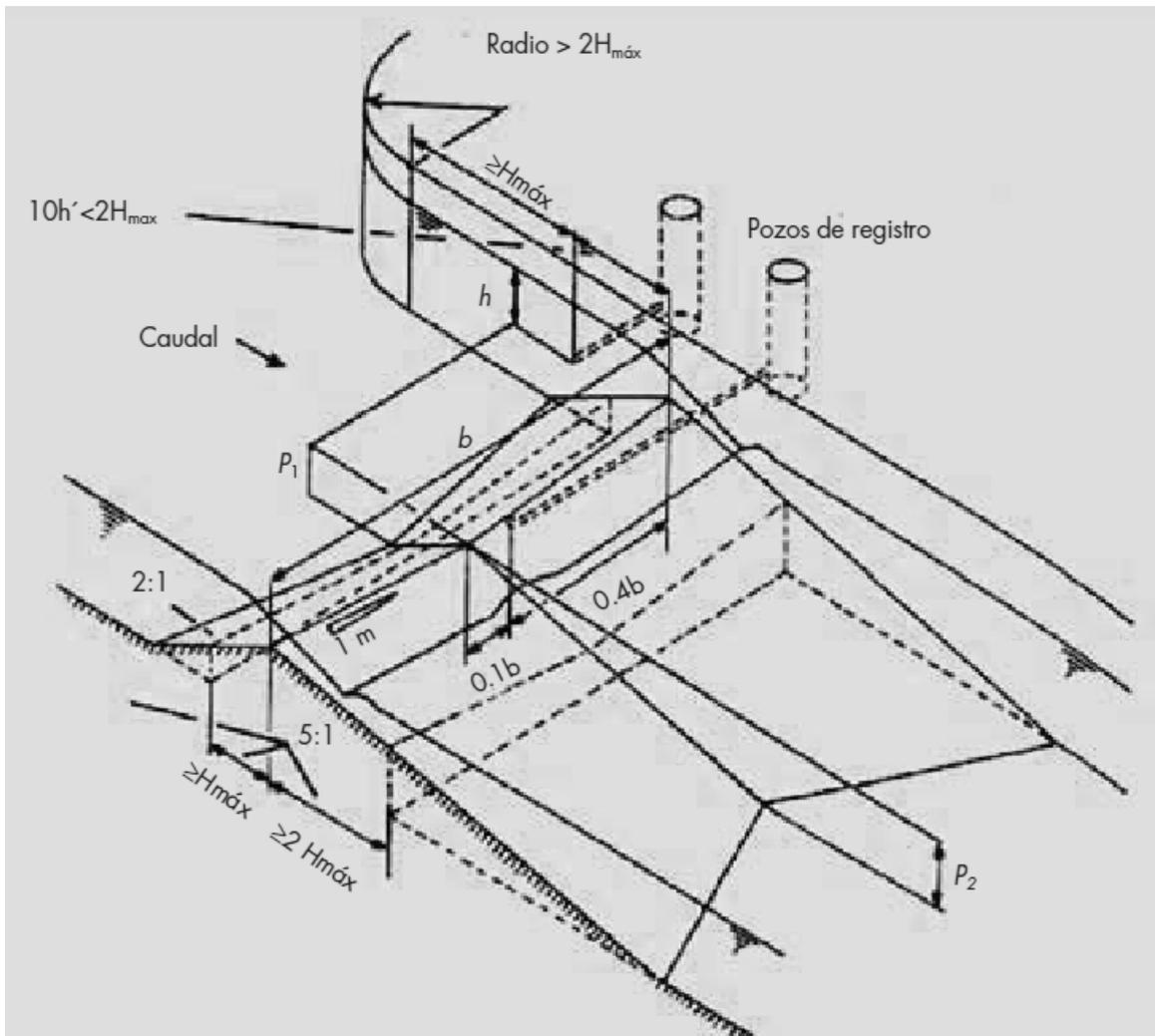


Figura 2.4 Estación de aforos de tipo v-flat. Sanz Ronda et al, (2008)

Sin embargo, el rigor hidráulico contrasta con el impacto ambiental que provocan, pues resulta un obstáculo insalvable para la gran mayoría de los peces. Ello es debido a la velocidad excesiva de la corriente sobre el paramento de aguas abajo con caudales medios y altos (superiores a 3,7 m/s) y la escasa profundidad (normalmente entre 0,05 - 0,25 m dependiendo del valor del caudal y la distancia desde la cresta) lo que limita la capacidad natatoria de los peces (Sanz Ronda et al. 2008).

Beach (1984), White & Woods-Ballard (2003), Sanz Ronda et al, (2008) enumeran las causas más frecuentes de la problemática, que se pueden resumir en:

- Velocidades excesivas en el paramento de aguas abajo (3,5–4 m/s) que sólo superan los ejemplares más atléticos de contadas especies de peces.
- Profundidades insuficientes para la natación con caudales medios y bajos (inferior a 0,1 m).
- Desnivel elevado entre la cota de lámina de agua de aguas arriba y abajo (más 0,5 m), lo que imposibilita el salto y aumenta la distancia a recorrer por el paramento.
- Descalce de la estructura aguas abajo, provocado por la erosión del flujo acelerado sobre el cauce (común en pendientes > 1%).
- Escasa profundidad del agua en la losa de aguas abajo y velocidades elevadas, que dificultan la aproximación al obstáculo (cuando existe descalce).
- Existencia de amplios torbellinos a ambos lados del resalto hidráulico formado en la base (cuando la losa no está anegada) o de la inmersión del chorro de agua que provocan turbulencias excesivas y desorientan al pez.



Figura 2.5 Ejemplo de estación de aforos de tipo Vflat donde son patentes muchos de los problemas descritos (Triollo, Palencia). Sanz Ronda et al, (2008)

2.1.2.4 Métodos de exploración del campo de velocidades: el molinete

La medición del caudal por el método de exploración del campo de velocidades o área-velocidad es el más extendido. Se apoya sobre el hecho que la velocidad del flujo no es uniforme en la sección transversal del curso de agua (Figura 2.6), por lo cual es necesario explorar el campo de las velocidades realizando medidas en diferentes puntos de la sección (figura 2.7). La profundidad del río en la sección transversal se mide en verticales; al mismo tiempo que se mide la profundidad, se hacen mediciones de la velocidad en uno o más puntos de la vertical. La medición del ancho, de la profundidad y de la velocidad permite calcular el caudal correspondiente a cada sub-área de la sección transversal. La suma de los caudales de estos segmentos representa el caudal total.

$$Q = \sum a \cdot v \tag{Ec. 2.2}$$

Siendo

- Q caudal del cauce (m³/s)
- A área de cada sub-área (m²)
- v velocidad media asociada a cada sub area (m/s)

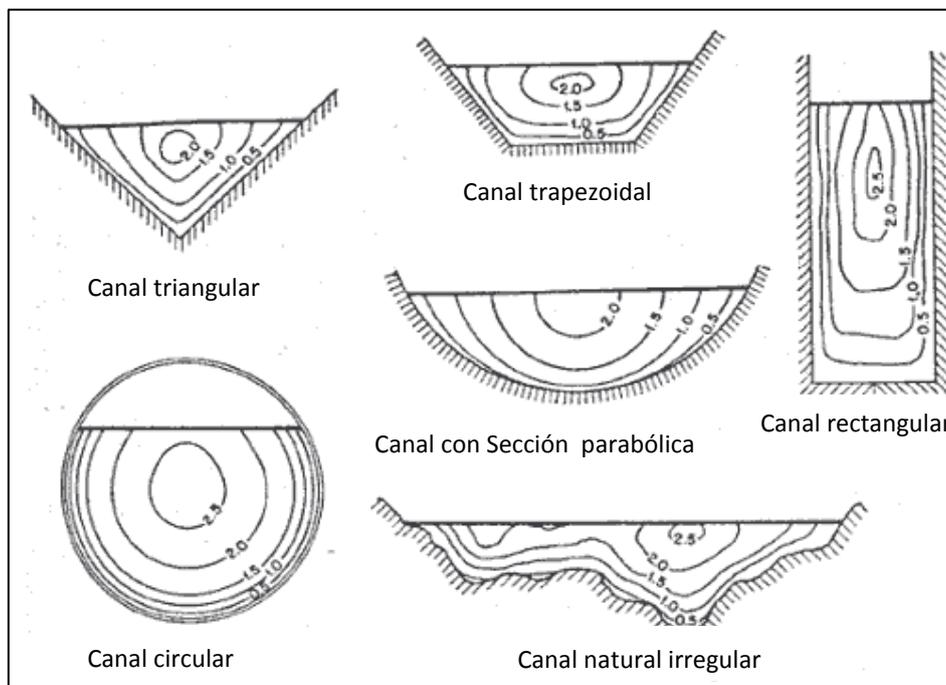


Figura 2.6 Curvas comunes de igual velocidad isotacas en diferentes secciones de canal (Marinus G. Bos et al, 1986)

Según la norma ISO 748:2007, el número “n” de verticales en pequeños canales (menor a 5 m) que van a definirse para el propósito de determinar el caudal en un emplazamiento particular son:

- Anchura del canal $< 0,5$ m $n = 5$ a 6
- Anchura del canal $> 0,5$ m y < 1 m $n = 6$ a 7
- Anchura del canal > 1 m y < 3 m $n = 7$ a 12
- Anchura del canal > 3 m y < 5 m $n = 13$ a 16
- Anchura del canal > 5 m $n \geq 22$

Para anchuras de canal superior a 5 m, el número de verticales debe elegirse de modo que el caudal en cada segmento sea menor de 5% del total, en tanto que sea posible, y que en ningún caso debería exceder del 10%.

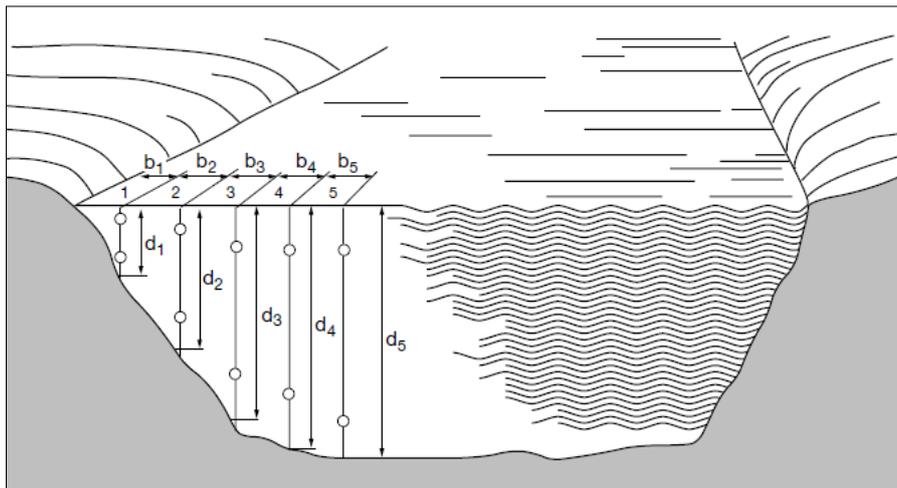


Figura 2.7 Vista de la sección transversal de un río en el que se muestra la ubicación de los puntos de observación (Organización Meteorológica Mundial, 1994)

Una de las principales fuentes de error en este método reside en la interpolación de la geometría del lecho en los cauces naturales y de las velocidades puntuales medidas. El motivo está en que se debe, a partir de algunas medidas locales, estimar perfiles verticales continuos de velocidad, e interpolar entre cada perfil para finalmente integrar un campo continuo de velocidad en la sección mojada.

El molinete es el método más empleado para realizar las mediciones directas de caudal en cauces abiertos. El más común es el molinete de hélice (Figura 2.8). Este aparato de precisión consta de una hélice unida solidariamente con un eje interior que se coloca en

diferentes posiciones (puntos) de una sección transversal con referencia siempre a la distancia con una orilla y a la profundidad en cada vertical. La hélice orientada al flujo (alineada con él y hacia aguas arriba) se mantiene un intervalo de tiempo estacionada en cada punto, obteniéndose un mayor número de revoluciones cuanto mayor sea la velocidad del flujo. El eje interior de la hélice, al igual que la carcasa, dispone de un pequeño imán; así, cada giro de hélice provoca un impulso eléctrico que es transmitido mediante un cable a la caja cronómetro donde se cuentan las vueltas registradas en un período de tiempo prefijado.

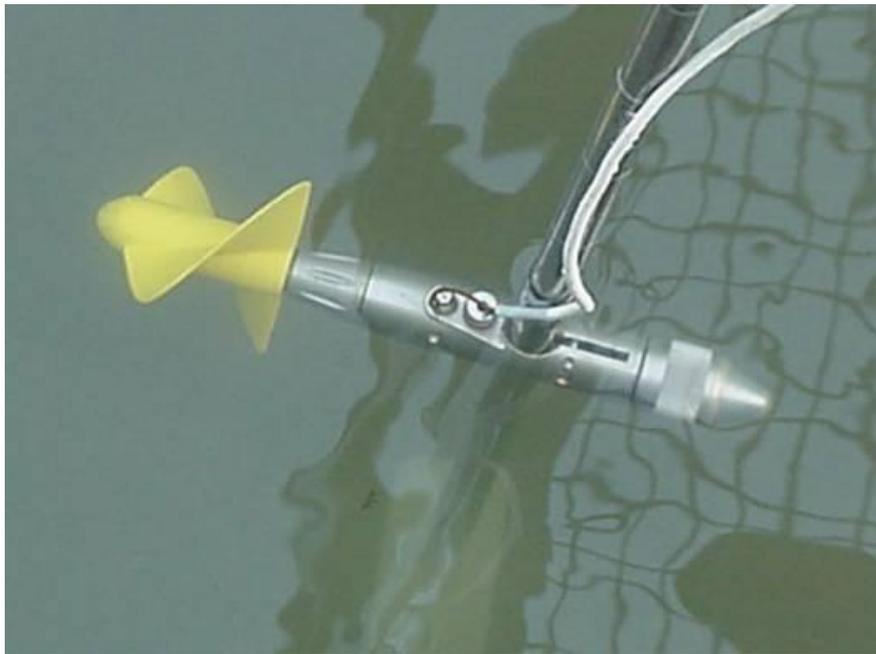


Figura 2.8 Molinete (Santaengracia, 2010)

El cuerpo principal del molinete, donde se halla la hélice, puede ser introducido en el agua mediante diferentes sistemas:

A) Barra graduada. Empleada en aforos realizados por vadeo o desde pasarelas o barcas, en situaciones en las que las velocidades no son altas (y el aforador es capaz de sujetar la barra) y el calado tampoco.

B) Cable lastrado. Colocado a través de un torno desde los puentes, pasarelas o cables de orilla, empleado con velocidades y calados más importantes.

Cada molinete convencional suele disponer de un juego de hélices de distintos pasos para poder abarcar con precisión un mayor rango de velocidades. El calibrado de estas hélices, montadas en su cuerpo de molinete, se realiza en canales especiales (con agua en reposo)

dotados de unos carros laterales sobre los que se instala el molinete. Al desplazar el carro a distintas velocidades conocidas (equivalentes a las del flujo del agua con el molinete estacionado) se obtienen los valores que determinarán la ecuación de la hélice. Los resultados varían según el modo de sujeción empleado. De este modo una misma hélice tiene distintas ecuaciones dependiendo de si está montada sobre barras o suspendida de un torno con contrapeso.

Las causas de error pueden deberse a una mala calibración o al desgaste del equipo, o también a realizar las medidas en puntos de medida de la velocidad no adecuados. Existen ecuaciones para calcular la incertidumbre de una medida con el molinete en las normas ISO (Herschy, 2002). Una limitación a la utilización del molinete es el tiempo necesario para explorar el campo de velocidades en una sección transversal de un curso de agua.

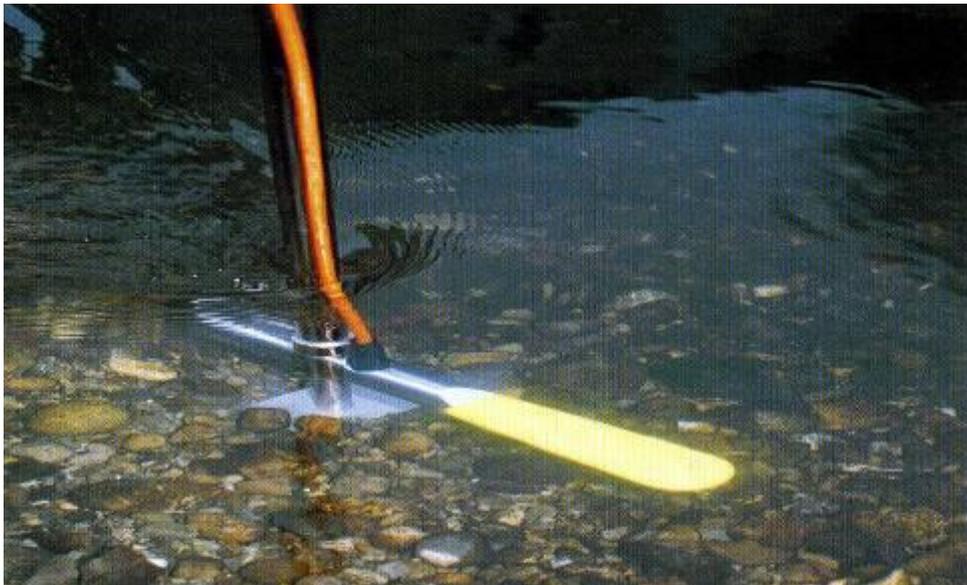


Figura 2.9 Medidor electromagnético (Santaengracia, 2010)

Existe un aparato similar llamado medidor electromagnético (Figura 2.9). No se puede llamar propiamente un molinete, ya que carece de hélice o partes móviles, aunque se emplea del mismo modo. En este caso el principio de medida se basa en las variaciones que presenta un campo eléctrico inducido en función de la velocidad del medio. Este aparato proporciona directamente la velocidad en cada punto de medida. Su uso está indicado especialmente en aguas con algas u otros elementos en suspensión que imposibilitarían el trabajo con el molinete convencional.

2.1.2.5 Método ultrasónico (acústico)

El principio del método ultrasónico consiste en medir la velocidad de la corriente a una cierta profundidad, transmitiendo simultáneamente ondas sonoras a través del agua mediante transductores colocados en ambos lados del canal. Los transductores, que están diseñados para transmitir y recibir ondas sonoras, se ubican en márgenes opuestas, de manera que el ángulo entre el recorrido de la pulsación y la dirección de la corriente esté entre 30° y 60° (Figura 2.10). La diferencia entre el tiempo que las ondas tardan en cruzar el cauce aguas arriba y aguas abajo está directamente relacionada con la velocidad media del agua a la profundidad de los transductores. Esta velocidad puede estar relacionada con la velocidad media de la corriente de toda la sección transversal. Al incorporar un factor de área en el procesador electrónico, el sistema puede totalizar el caudal circulante.

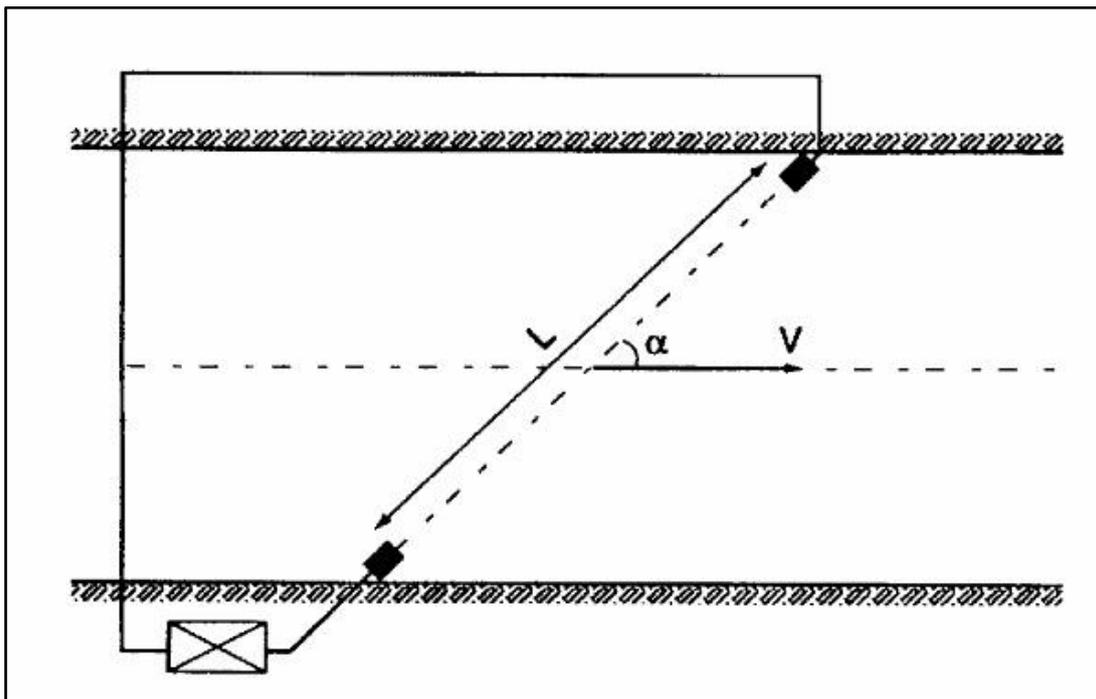


Figura 2.10 Sistema básico del método ultrasónico en planta

Idealmente, el transductor se debe colocar a una profundidad en la que mida la velocidad media de la corriente. En la práctica, el transductor se fija en una posición, de manera que si cambia el nivel, al no estar en el punto de la velocidad media, se requiere de un coeficiente para ajustar la velocidad medida.

En la actualidad se dispone de dos tipos de sistemas ultrasónicos. En el primero los transductores están en una posición fija y la estación se calibra con el molinete; en el segundo, los transductores están diseñados para deslizarse en un dispositivo en forma vertical o inclinada. En este último método, el sistema es de autocalibración y no son necesarias, por lo tanto, las mediciones con el molinete. Al desplazar los transductores verticalmente a diferentes profundidades, se obtienen las lecturas de la velocidad a lo largo de dichos recorridos.

Para cada serie de lecturas, se pueden establecer las curvas de la velocidad en la vertical, en una gama de niveles tan amplia como sea posible. Así pues, se podría estimar, primero, una posición apropiada para la fijación de los transductores en la vertical y luego, establecer una curva de nivel en función del coeficiente de caudal como en el primer método.

En canales con muy poca diferencia de niveles, se podría aceptar el sistema de un único recorrido de los transductores. Para canales de gran variación en el nivel, es necesario usar el sistema de recorrido múltiple y utilizar varios pares de transductores (Herschy, 1974).

La exactitud del método ultrasónico depende de la precisión con la que se pueden medir los tiempos del trayecto (Lenormand, 1974). En la actualidad, con las diversas técnicas disponibles se pueden medir los tiempos con mucha exactitud.

2.1.2.6 Método electromagnético

El movimiento del agua que fluye en un río corta la componente vertical del campo magnético terrestre, por lo que una fuerza electromotriz (fem) es inducida en el agua, y se puede detectar y medir con dos electrodos. La fem , que es directamente proporcional a la velocidad media del río, es inducida a lo largo de todo filamento transversal de agua que corte la línea del campo magnético vertical de la Tierra.

La Figura 2.11 contiene un diagrama de una estación electromagnética de aforo, donde la bobina está colocada en el lecho y el campo magnético está en la dirección x , la fem está en la dirección y , y el movimiento del conductor, es decir, la corriente del río, está en la dirección z . La Ley de Faraday de la inducción electromagnética, relaciona la longitud de un conductor que se mueve en un campo magnético con la fem generada (Herschy, 1974).

En la práctica, la mayoría de lechos de los ríos tienen una conductividad eléctrica importante, lo que permite a la corriente eléctrica desplazarse en el lecho.

Asimismo, por consideraciones prácticas, el campo inducido estará espacialmente limitado y la corriente eléctrica que fluye fuera del área del campo reducirá el potencial total. Los dos factores mencionados tienen el efecto de reducir la señal y, por consiguiente, el valor del voltaje registrado. En una estación electromagnética de aforo es por lo tanto necesario medir las conductividades del lecho y del agua.

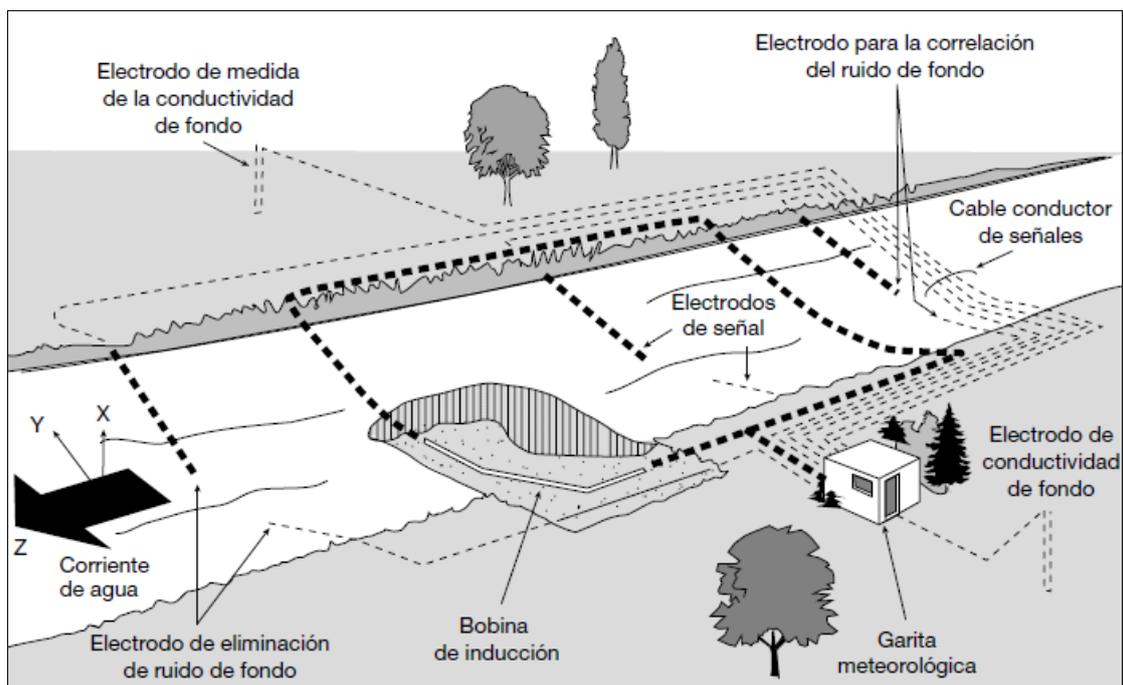


Figura 2.11 Sistema básico del método electromagnético (Organización Meteorológica Mundial, 1994)

Una instalación típica tiene una bobina de 12 vueltas, cada una de 16 mm² de cable doble aislado con PVC y alimentado con una corriente de 25 amperios y un voltaje a través de la bobina de unos 20 voltios (Herschy, 1974).

El método electromagnético es particularmente adecuado para usar en ríos con maleza, con alta concentración de sedimentos, o con lecho en condiciones inestables y da un registro continuo de la velocidad media en la sección transversal que se puede combinar con el nivel para obtener *in situ* el resultado del caudal.

La exactitud depende del equipo de detección que procesa la señal y mide las pequeñas diferencias de potencial percibidas por los electrodos. Teóricamente, es posible detectar una señal de 100 nanovoltios (10^{-9} voltios), que representa una velocidad de casi 1 mm/s. La

estación electromagnética de aforo requiere de una calibración sobre el terreno por medio de un molinete o por otros medios, y de una relación establecida entre el caudal y las señales medidas.

2.1.2.7 Método del flotador

Es un método arcaico pero útil cuando no se puede emplear un método citado anteriormente debido a velocidades o profundidades inadecuadas, a la presencia de material en suspensión, o cuando la medición del caudal debe realizarse en un período de tiempo muy corto.

Este método consiste en medir el tiempo transcurrido por una partícula flotante en la superficie de un curso de agua para recorrer una distancia dada y así deducir una velocidad en la superficie. Luego debe convertirse dicha velocidad de superficie en velocidad media y conocer la sección mojada para estimar el caudal. En las mejores condiciones posibles, se estima que la precisión de esta medida es de aproximadamente 10% (Rantz, 1982).

2.1.3 Las estaciones de aforo clásicas y la curva de gasto

El objetivo de una estación de aforo es suministrar estimaciones de caudal en continuo. El principio de las estaciones clásicas de aforo se basa en la hipótesis que existe en una sección dada, una relación conocida y biunívoca entre el nivel de agua y el caudal de un cauce con la forma $Q = f(h)$. Por consiguiente, basta con establecer esta relación nivel-caudal, llamada curva de gasto, registrar los niveles de agua, (por ejemplo con un limnómetro), y deducir el caudal.

La hipótesis de la relación biunívoca entre el nivel de agua y el caudal se cumple si el lecho del cauce no varía con el tiempo y el régimen hidráulico del flujo es permanente.

La relación entre el nivel y el caudal se obtiene mediante varias medidas, utilizando cualquier método descrito anteriormente para adquirir varios aforos dando parejas de nivel-caudal. Estos últimos se ajustan a una ecuación matemática para obtener una curva de gasto (Figura 2.12).

De manera general, toda relación nivel-caudal puede ser representada en su totalidad o por tramos sucesivos, por expresiones matemáticas. Las más utilizadas son:

Capítulo II

La forma exponencial $Q = a (h - Z_0)^n$

Siendo:

h nivel de la lamina de agua

Z_0 cota del punto más bajo de la sección

a, n coeficientes específicos para cada sección y representan características hidráulicas de ellas (Rantz et al, 1982).

Forma polinomial $Q = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + \dots$

Siendo:

h nivel de la lamina de agua

a_n coeficientes específicos para cada sección

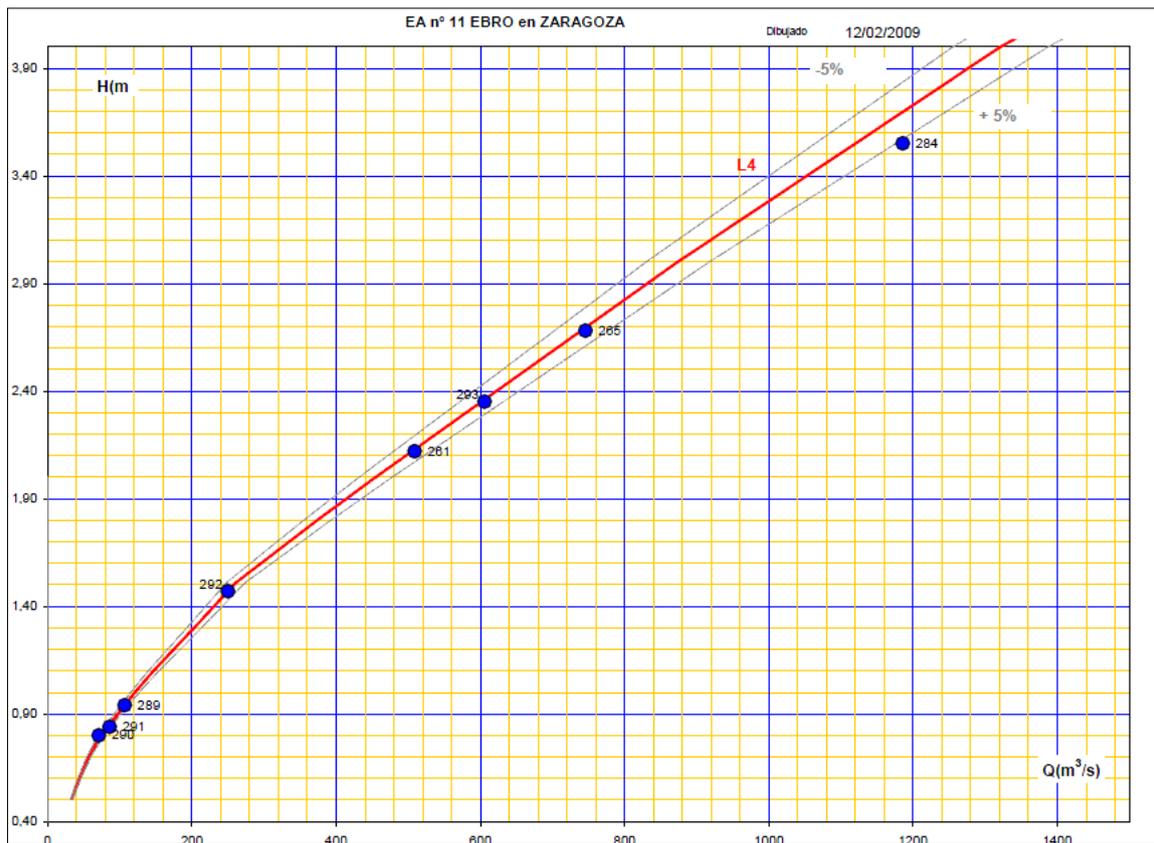


Figura 2.12 Ejemplo de curva de gasto del río Ebro en Zaragoza (Servicio de Aforos y Estadística, 2009)

2.1.3.1 Clasificación de las curvas de gasto

Según Jaccon (1990), los principales tipos de curvas de gasto existentes se clasifican en dos grandes grupos en función del tipo de relación entre el nivel y el caudal:

Relación biunívoca

Cuando la sección del canal es estable y existe un control único, las curvas de gasto obtenidas se acercan a los dos siguientes esquemas teóricos, según la sección sea regular (Figura 2.13) o irregular (Figura 2.14)

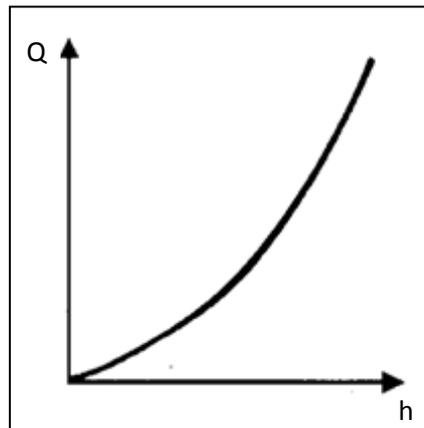


Figura 2.13 Curva de gasto en sección regular

Cuando la sección transversal del cauce es discontinua con un lecho mayor importante se obtiene una curva de gasto de la Figura 2.14

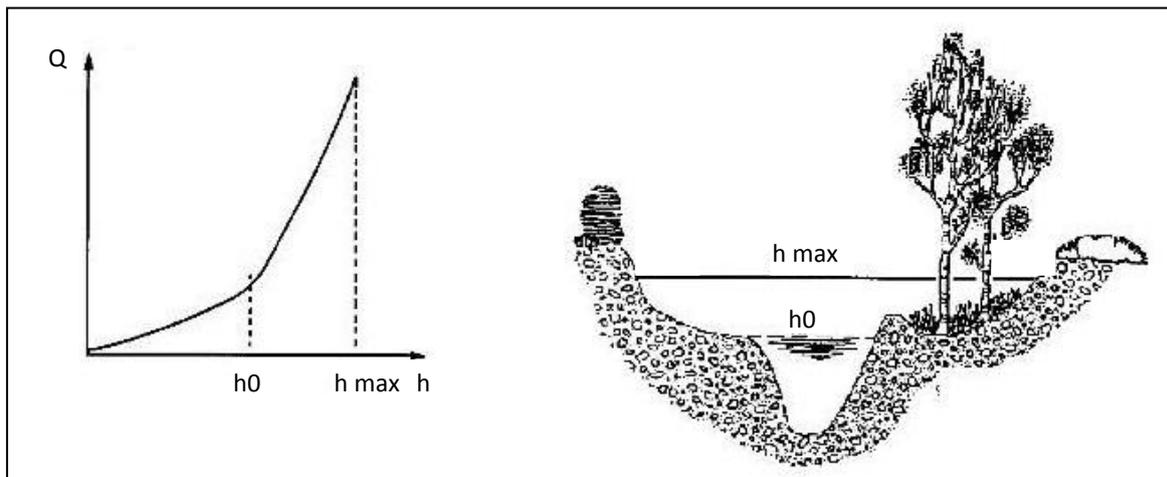


Figura 2.14 Curva de gasto en sección irregular (Jaccon, 1990)

Sin embargo, cuando existen varios controles aguas abajo de la estación de aforo la curva de gasto tiene la siguiente forma (Figura 2.15), debido a que el control que actúe sea uno u otro.

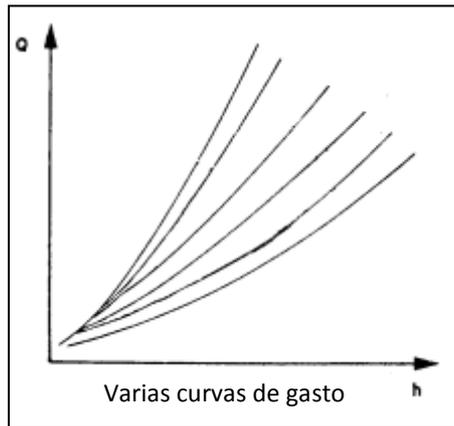


Figura 2.15 control aguas abajo variable (Jaccon, 1990)

Relación no unívoca

Cuando al valor de una variable le corresponden dos o más valores de la función, la relación se define como no unívoca.

Cuando la sección o el control son inestables las curvas obtenidas pueden ser del siguiente tipo:

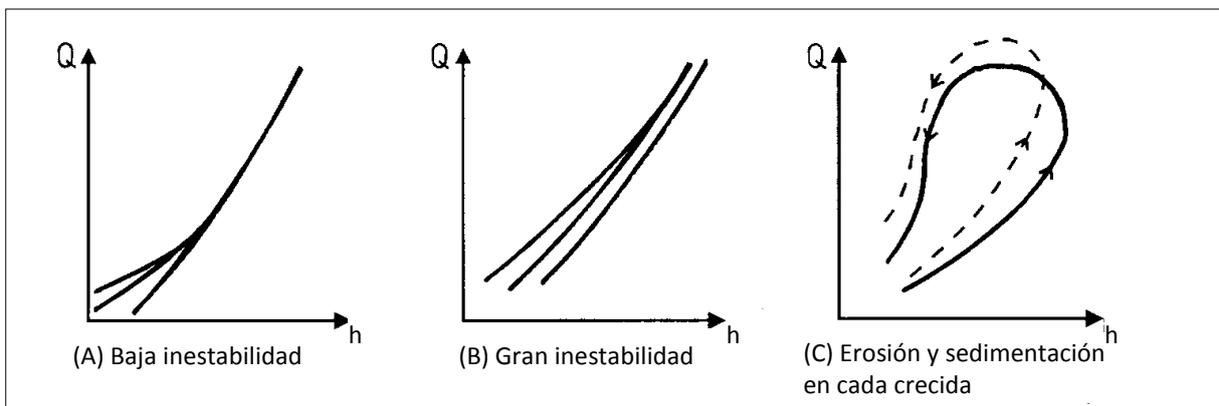


Figura 2.16 Curvas de gastos con sección inestable (Jaccon, 1990)

En función de la magnitud de la erosión o de la sedimentación se obtiene una curva del tipo (A) o del tipo (B).

Cuando la erosión y la sedimentación se producen después de una crecida (Figura 2.16 (C)) el caudal registrado en la rama ascendente de la crecida es menor que el caudal en la rama descendente.

Cuando la pendiente hidráulica es diferente entre la crecida y el descenso, las curvas de gasto presentan las siguientes formas:

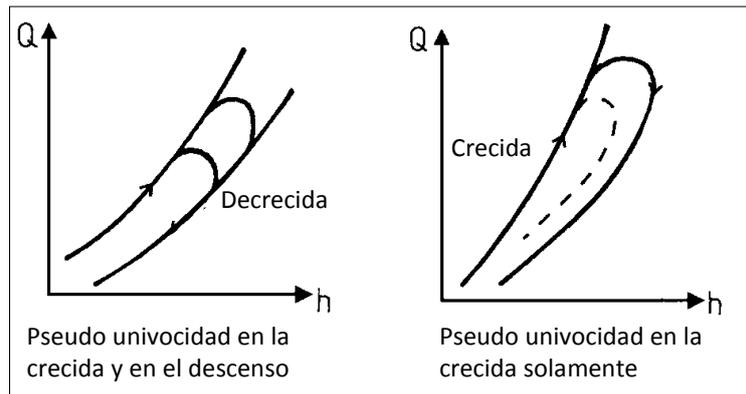


Figura 2.17 Curvas de gastos con pseudo univocidad (Jaccon, 1990)

Cuando las condiciones de flujo cambian en cada ciclo de crecida-descenso, sobre todo en los cauces con largos tramos y pendiente casi nula, la curva de gasto obtenida se acerca a la Figura 2.18, donde el caudal de la crecida es mayor que el caudal del descenso, para un mismo nivel de calado.

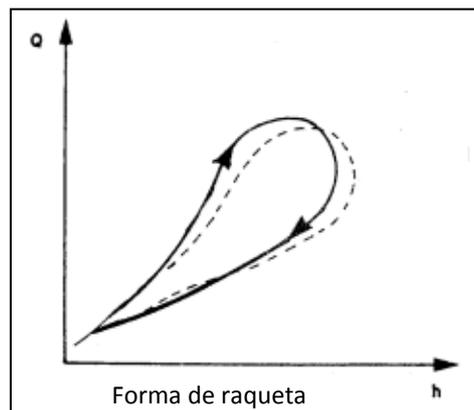


Figura 2.18 curva de gasto en régimen variable (Jaccon, 1990)

En este caso el caudal de la crecida es mayor que el caudal de la fase de recesión.

2.2 Limitaciones de los métodos operacionales clásicos: curva de gasto

En este apartado se describen las principales incertidumbres y limitaciones en la estimación de las curvas de gasto.

2.2.1 Principales fuentes de incertidumbre en la estimación de las curvas de gasto

La estimación de curvas de gasto cuenta con gran número de incertidumbres, asociadas muchas de ellas a factores que cambian en el tiempo, con el caudal y de una crecida a otra,

por lo que son necesarias las valoraciones de las mismas y unos estudios previos que permitan contar con unas cuantificaciones iniciales.

Las diferentes fuentes de incertidumbres en las estimaciones de curvas de gasto han de ser analizadas, preferiblemente en la fase de estudios y calibraciones, y valoradas en función de las variaciones razonables de los parámetros correspondientes. La base de estas valoraciones será el análisis de sensibilidad de las variaciones en la relación nivel-caudal a las variaciones de dichos parámetros. (Valverde, 2002)

Variaciones de características del cauce en el tiempo

Los ríos tienen una dinámica de cambios en sus características que, con frecuencia, se manifiesta en su comportamiento hidráulico. Estas variaciones pueden ser más o menos continuas, en incluso estacionales. Tal es el caso de la rugosidad, que afectada, entre otras, por la vegetación, varía periódicamente a lo largo del año, lo que se superpone a variaciones inducidas por otras causas. También son frecuentes los cambios en las formas del cauce, motivadas por causas naturales o por efectos de la intervención humana. Aunque estas modificaciones no afecten directamente a la sección de medida, pueden influir en ellas a causa de las curvas de remanso que se modifiquen por causa de estos cambios.

Curvas de remanso

Hay que valorar siempre las zonas de influencia, por rango de caudales, de la estimación de curvas de gasto en una sección. En ocasiones, una modificación del cauce que se produzca a varios kilómetros aguas abajo de la sección de medida, puede afectar en la relación nivel-caudal en ella. Esta valoración puede realizarse con la ayuda de modelos numéricos de flujo en régimen permanente.

Fenómenos de histéresis

Generalmente, el nivel que corresponde a un caudal, cuando ambos están aumentando en el tiempo (rama ascendente de la crecida), será menor que el que (para el mismo caudal) le correspondería en la rama descendente de la crecida (Figura 2.19). A este fenómeno se le denomina histéresis, y a causa del mismo no se puede contar con una relación biunívoca entre niveles y caudales, pues se detectarán diferencias, en ocasiones importantes, en el nivel de la lámina de agua para un mismo caudal, durante un episodio de crecidas concreto (tal y como se expuso en el apartado 2.1.3.1)

Este fenómeno, variable según las características del cauce y de la crecida, puede ser analizado con modelos numéricos de propagación con las ecuaciones completas de Saint-Venant.

2.2.2 La variabilidad temporal de la curva de gasto

Una estimación del caudal se hace de manera puntual en el tiempo. Por ello, se obtiene una pareja nivel-caudal válida solamente en el momento de la medida.

Las secciones naturales de los ríos, o las de los canales, no mantienen en todos los casos una relación única entre las diversas alturas de agua que se registran y el caudal correspondiente que circula con cada una de estas alturas. Esto es debido a las distintas condiciones de fluencia que, por diversas causas, hacen que la velocidad del agua varíe de unos instantes a otros; es decir, para un nivel dado de agua equivalente a una altura de escala determinada (H) circula un caudal (Q_1) u otro (Q_2) en función de las variaciones que experimente la velocidad del fluido, aun correspondiendo ambas al mismo estado de flujo.

Estas situaciones, en el caso de cauces naturales funcionando en régimen lento, son causadas por la existencia de algún obstáculo para la libre circulación de la corriente situado aguas abajo de la sección de control. Es el caso, por ejemplo, de los represamientos en el cauce debidos a cúmulos de vegetación, áridos y otros materiales que pueden arrastrar las aguas, que suben el nivel y disminuyen la velocidad aguas arriba; o también el de los azudes con derivación variable de caudal, que mantienen constante el nivel del agua y aumentan o disminuyen la velocidad del tramo aguas arriba en función del caudal derivado.

En régimen no permanente, en las crecidas por ejemplo, no existe una relación biunívoca entre el nivel y el caudal ya que aparece una aceleración o deceleración en el flujo de agua (Figura 2.19 Fenómeno de histéresis. Río Plymouth, Carolina del Norte EE.UU (Birgand et al, 2005)).

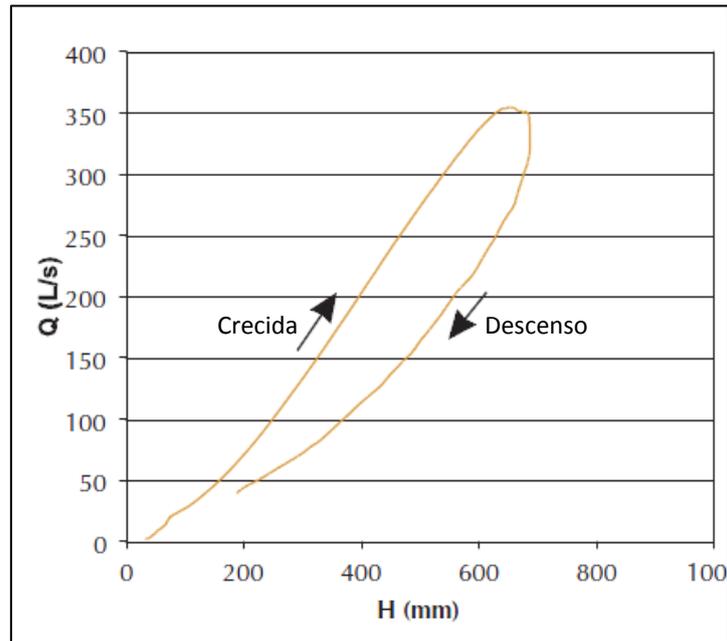


Figura 2.19 Fenómeno de histéresis. Río Plymouth, Carolina del Norte EE.UU (Birgand et al, 2005)

Las alteraciones comentadas de las condiciones de fluencia en una sección determinada de un cauce pueden tener una incidencia temporal o ser permanentes. En el primer caso, se puede restituir la relación altura-caudal mediante un adecuado mantenimiento de la sección de aforo. En el segundo caso, ha de existir necesariamente un cambio en la curva de gasto y establecerse una nueva relación $Q = f(h)$.

Por tanto, especialmente en los cauces naturales, se requiere un sistema continuo de comprobación del ajuste de la curva de gasto para garantizar su validez. El procedimiento elegido es la realización de forma periódica y sistemática de aforos directos que permiten determinar si una relación altura-caudal se mantiene o sufre alteraciones en un momento concreto. Aforos posteriores a un cambio de tendencia en la curva de gasto pueden confirmar la nueva relación H - Q , detectar errores en alguna medición o bien indicar que la anomalía en la relación altura-caudal establecida con anterioridad ha sido sólo circunstancial (causada por agentes que actúan temporalmente y después desaparecen).

La consecuencia de este seguimiento es la asignación a cada curva de gasto, realizada para una sección de aforo, de un periodo de validez, más o menos largo en función de las alteraciones naturales o de otras afecciones introducidas por el hombre.

2.2.3 Incertidumbre durante los eventos extremos

2.2.3.1 Incertidumbre durante el estiaje

Las estimaciones del caudal durante los periodos de estiaje mediante los aparatos clásicos son difíciles de realizar por las siguientes razones:

- Los aparatos intrusivos como el molinete no están adaptados para las medidas en niveles bajos de la lámina de agua, es necesario un nivel mínimo para que los aparatos estén sumergidos en el agua. La escasa anchura del curso de agua y la escasa altura del agua no permiten seguir las recomendaciones de las normas de utilización del molinete (Buchanan et Somers, 1969) la cual necesita un número mínimo de verticales para medir en una sección transversal, y un número mínimo de puntos de medición en cada vertical.
- La modificación de la batimetría en los lechos aluviales durante periodos de fuertes caudales tiene impactos muy importantes sobre la estabilidad temporal de la relación H-Q en estiaje. En la Figura 2.20 se observa la evolución de la relación H-Q en estiaje para un cauce con lecho aluvial. Tras un inicio en estiaje (Q_1), le sigue una época de fuertes caudales (Q_2) y sedimentación en el fondo aguas abajo de la sección de aforo. En el nuevo estiaje el caudal Q_1 provoca una altura de agua más importante que el estiaje anterior.

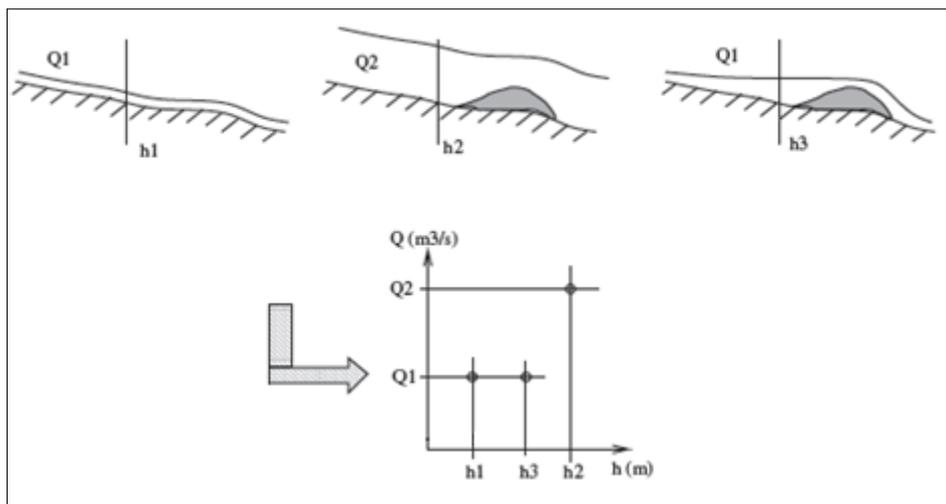


Figura 2.20 Evolución de la relación H-Q durante el estiaje en cauces con lecho aluvial (Hauet, 2006)

Asimismo, los estiajes pueden ser, según la región climática, eventos extremos, con un periodo de retorno largo y por tanto poco frecuentes. De estas dos fuentes de error surge

una incertidumbre muy importante en la estimación del caudal a partir de una altura de agua mediante la curva de gasto en periodo de estiaje.

2.2.3.2 Incertidumbre en la crecida

Al igual que el estiaje, las crecidas son eventos extremos, con un periodo de retorno largo, y por consiguiente son poco frecuentes y medibles. Una crecida está caracterizada por un nivel alto de agua y por velocidades mucho más importantes que durante el régimen hidráulico normal. En la mayoría de los cauces, una crecida está igualmente asociada a un fuerte transporte de materias sólidas en suspensión o por arrastre y un importante transporte de objetos flotantes tales como detritos vegetales (troncos, hojas, ramas...) u objetos antropogénicos. Una medida precisa de caudal durante la crecida es esencial para validar los modelos hidrológicos de crecida.

Las medidas intrusivas son imposibles al menos por dos razones:

- Las altas velocidades y los desechos flotantes ponen en peligro los operadores o el equipo en contacto con el agua.
- En crecidas, el caudal y el nivel de agua pueden variar rápida y notablemente, comprometiendo la calidad de la estimación del caudal si ésta última necesita mucho tiempo. (Creutin et al. 2003)

En la mayoría de los casos, el caudal máximo de la crecida es estimado mediante la extrapolación de la curva de gasto. En casos excepcionales, los caudales de crecida se estiman a partir de modelización hidráulica con entrada de las alturas provenientes de medidas intrusivas o dejadas por la crecida (marcas en las paredes) cuando el rango de medida de la altura ha sido superado (Kean y Smith, 2005).

2.2.4 Implicaciones en la extrapolación de la curva de gasto

Como se ha expuesto anteriormente, es muy difícil estimar los caudales de crecida y estiaje. Se parte de una serie de parejas nivel-caudal limitada dentro de un rango donde el aforo es posible. La curva de gasto procedente de estos datos se puede separar en dos partes:

- La parte medida, sometida a las incertidumbres explicadas anteriormente.

- La parte extrapolada, sometida además a la incertidumbre de la extrapolación, permitiendo estimar caudales dentro de rangos superiores e inferiores al rango aforado.

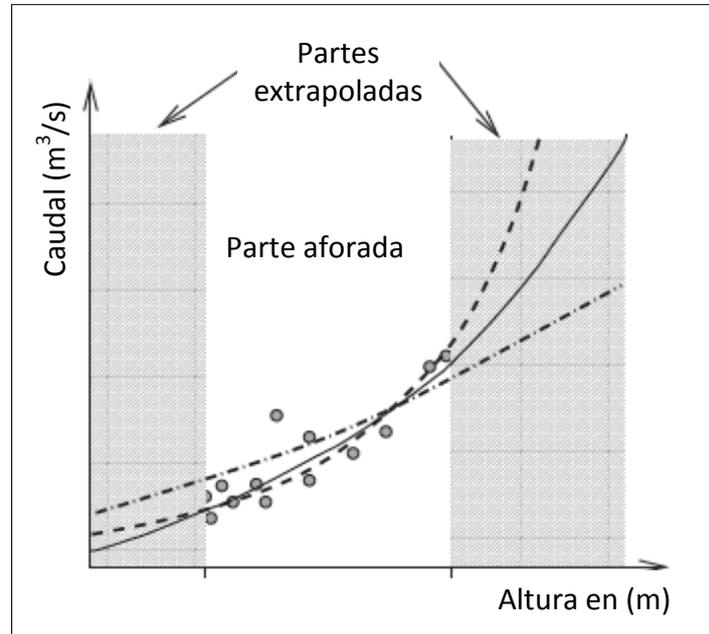


Figura 2.21 Varias extrapolaciones posibles (Hauet, 2006)

En la Figura 2.21 las medidas (puntos) cubren solo un rango de caudales. Asimismo sería posible obtener varias curvas de gasto (3 líneas negras) que pueden estimar diferentes caudales para la misma altura.

En general, la extrapolación para los pequeños caudales es muy delicada a causa de la variación de la batimetría del lecho en niveles bajos (sección 2.2.3.1) y la poca sensibilidad de la relación nivel-caudal. La extrapolación para caudales de crecida debe apoyarse sobre bases hidráulicas, y debe establecerse en función de la topografía del cauce (Delrieu et al, 2005)

2.3 Técnicas en desarrollo

2.3.1 Necesidad de modernizar la hidrometría

Es constatable la poca evolución tecnológica que ha experimentado la hidrometría durante el siglo XX. Cheng (2000) compara la hidrometría y la medicina, “Mientras que los instrumentos médicos han tenido una evolución fantástica durante el siglo XX, permitiendo

avances científicos importantes, el desarrollo de la hidrometría parece estar en el punto muerto”, tal como ilustra la Figura 2.22.



Figura 2.22 Aforo con molinete en 1909 y 1996 (Hauet, 2006)

En este sentido, la USGS creó, en 1996 el grupo Hydro 21 con el objetivo de identificar y evaluar las nuevas tecnologías y métodos con potencial de cambiar el protocolo clásico de aforo de dicha institución.

2.3.2 Batimetría y nivel del agua

Se puede obtener la batimetría de un río utilizando un radar (microondas con frecuencia de aproximadamente 100 MHz) para identificar la interface entre el agua y el fondo del río. Este sistema, derivado de la geología se llama Ground Penetrating Radar (GPR). Los estudios realizados por el equipo Hydro 21 (Haeni et al, 2000) han demostrado que el GPR permite una estimación de la batimetría con un error del orden de 8%. Este error depende sobre todo de la conductividad del agua del río (Costa et al, 2006).

Los sensores de ultrasonidos son frecuentemente utilizados para la medida del nivel del agua. Midiendo el tiempo de propagación de una onda sonora emitida por el sensor, se refleja sobre la superficie del agua y vuelve al sensor, y conociendo la velocidad de esta onda en el aire es simple deducir la distancia entre el sensor y la superficie de la lámina de agua. Los distanciómetros ópticos, los cuales tienen el mismo principio de funcionamiento que los sensores de ultrasonidos pero con una onda luminosa, proporcionan igualmente las alturas de agua con una buena precisión.

Varios estudios (Frappart et al, 2006; León et al, 2008) entre muchos otros, han demostrado las ventajas que presenta la altimetría radar por satélite para medir las variaciones de los

niveles del agua en medio continental. Tales estudios, además de presentar una revisión bibliográfica detallada sobre esta tecnología muestran cómo sus aplicaciones, no sólo tienen que ver con la precisión ligada a los datos registrados, sino además con su capacidad de medir los niveles instantáneos con resoluciones espaciales y temporales bastante aceptables. Dichas mediciones permiten definir lo que se conoce como estaciones virtuales. Se le denomina estación virtual a toda intersección que existe entre el barrido de un satélite y un plano de agua continental, sobre la cual los datos registrados permiten deducir una serie temporal que representa la variación de los niveles superficiales del agua (León et al, 2011).

2.3.3 El Perfilador de corrientes por efecto Doppler (ADCP)

Aunque los perfiladores de corrientes por efecto Doppler se emplearon en primera instancia para medir la velocidad en entornos oceanográficos, el desarrollo de los ADCP para condiciones de aguas más someras derivó en su aplicación a los caudales fluviales. El USGS utilizó por primera vez los ADCP en 1985, y publicó la descripción de un sistema para medir el caudal en tiempo real mediante un ADCP en 1993 (Simpson y Oltmann, 1993).

Las comparaciones de las medidas de caudal con medidores mecánicos contrastados han respaldado el uso de los ADCP para medir el caudal (Mueller, 2003).

Los ADCP constituyen una herramienta establecida para las medidas fluviales y son varias las empresas que los fabrican (RDI, 1996; SonTek, 2000). Actualmente, tanto los medidores acústicos de velocidad en un punto como los ADCP se emplean en aproximadamente el 30% de las mediciones de caudal que lleva a cabo el USGS (Oberger, 2005). Los ADCP han sustituido en gran medida el uso de los medidores mecánicos en embarcaciones del USGS. Además, los ADCP pueden medir de forma precisa el caudal en ríos que tengan corrientes bidireccionales en la columna de agua sin necesidad de emplear técnicas especiales, puesto que los instrumentos miden la velocidad y dirección de la corriente. Los instrumentos mecánicos de velocidad suelen medir simplemente la velocidad de la corriente, a menos que se utilice alguna técnica especial.

Los ADCP necesitan que sus sensores estén en contacto con el agua, para así poder transmitir y medir los pulsos sonoros dirigidos a través de la columna de agua. Cada uno de los sensores tiene la capacidad de emitir sonido de una determinada frecuencia a lo largo de

un haz acústico estrecho. El sonido emitido encuentra partículas en suspensión y burbujas de aire en el fluido y es reflejado. Esta técnica admite como hipótesis fundamental que las partículas o las burbujas de aire se desplazan a la misma velocidad que el flujo. Una fracción pequeña del sonido reflejado retorna a lo largo del mismo haz hasta el emisor. El sonido reflejado tiene una frecuencia distinta de la de emisión por causa del efecto Doppler descrito por el físico austriaco Christian Doppler en 1842, según el cual “La variación de la frecuencia es proporcional a la componente de la velocidad de las partículas en suspensión en el fluido según el eje que une las partículas con el emisor”. Se puede instalar el ADCP sobre embarcaciones (orientado hacia abajo, Figura 2.23), puede fijarse en el fondo (orientado hacia arriba, Figura 2.24) o en la orilla (orientado hacia un lado).

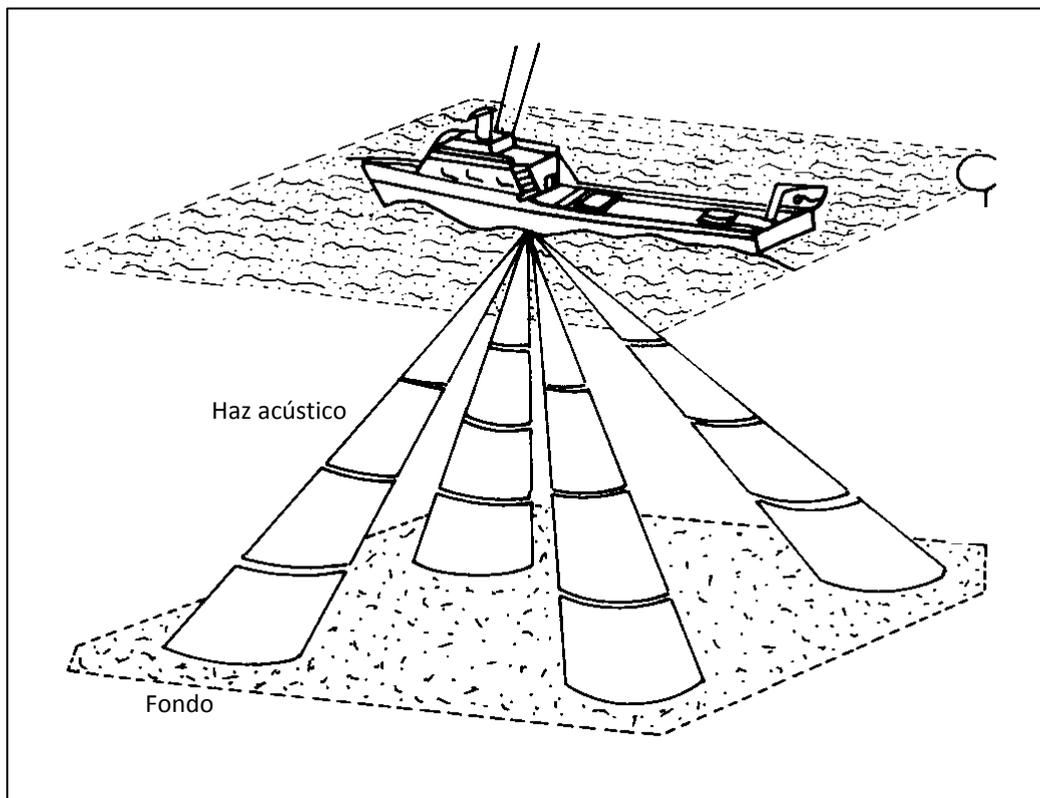


Figura 2.23 Principio operativo de un perfilador de corriente de efecto Doppler instalado sobre embarcación (Muste et al, 2008)

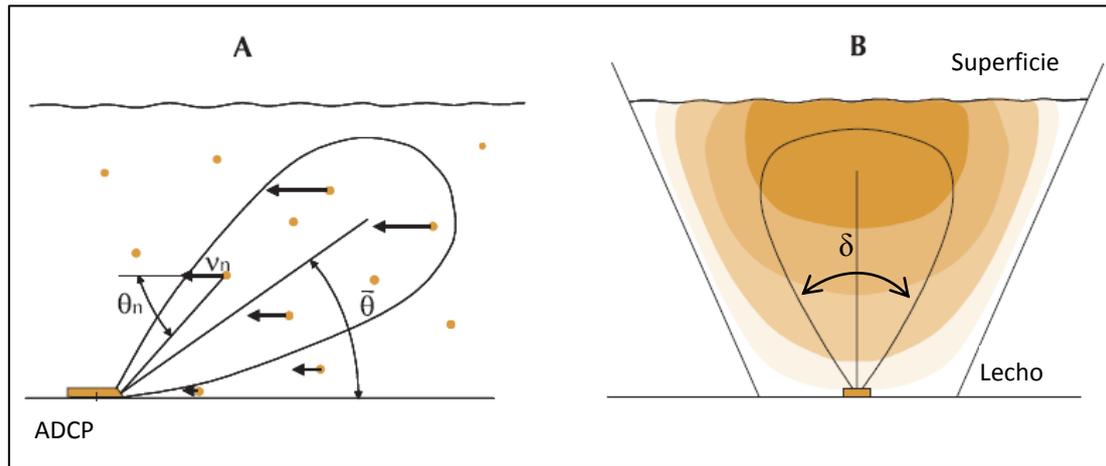


Figura 2.24 principio de la medida de la velocidad por efecto Doppler (A) sección longitudinal, (B) sección transversal (Birgand et al, 2005)

El ADCP emite una onda ultrasónica sinusoidal con una frecuencia f_s , que forma un ángulo θ_n con la dirección del flujo. Esta onda se propaga en forma de un cono con ángulo sólido δ : este cono corresponde al volumen de medida explorado en el seno del flujo por el sensor. La onda ultrasónica está reflejada hacia el sensor, principalmente por las partículas en suspensión o las burbujas de aire transportadas por el flujo, con una frecuencia diferente f_{us}' . La variación de la frecuencia $\Delta f_{D,n} = f_s - f_{us}'$ es proporcional a la velocidad de desplazamiento de las partículas reflejadas según la siguiente fórmula:

$$V_n = \frac{C \cdot \Delta f_{D,n}}{2 \cdot f_s \cdot \cos \theta_n} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Siendo

V_n Velocidad media del flujo en el sentido del flujo (m/s)

C Celeridad del sonido en el agua (m/s)

$\Delta f_{D,n}$ La variación de la frecuencia entre la emitida y la recibida (Hz)

f_s Frecuencia de emisión (Hz)

θ_n Ángulo que forman los ultrasonidos emitidos con el sentido del flujo (rad)

Las fuentes de incertidumbre sobre la velocidad V_D están relacionadas con las magnitudes C , θ y la variación de la frecuencia $\Delta f_{D,n}$.

Un error en la estimación del ángulo θ , debido a una mala instalación, o a la existencia de un lecho móvil debido a un transporte de sedimentos, o un cambio del sentido del flujo, puede

provocar un error significativo sobre la V_n , ya que está inversamente proporcional al $\cos \theta$. El resultado es por tanto muy sensible al valor θ .

Si el haz de onda ultrasónico fuera enviado en una sola dirección, y las velocidades de la columna de agua fueran estrictamente idénticas, las n partículas situadas en el haz de onda enviarían n veces la misma señal que corresponde a la misma variación de frecuencia (Figura 2.25)

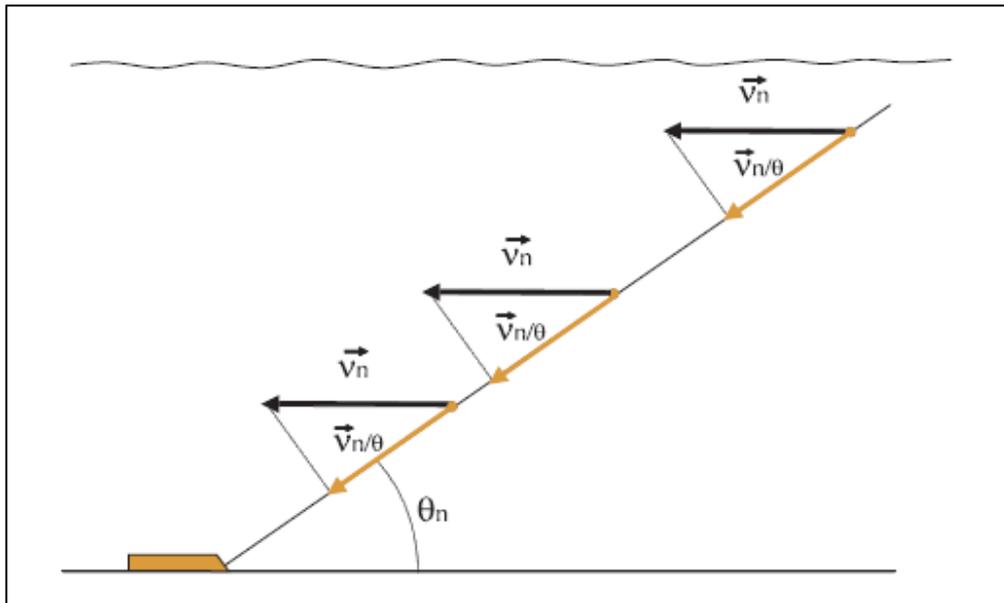


Figura 2.25 Representación esquemática de la componente en función de la dirección del haz ultrasónico (Birgand et al, 2005)

En realidad, la onda ultrasónica no está emitida en una sola dirección, más bien en un ángulo solido (Figura 2.24). Cuando una partícula atraviesa el haz de onda ultrasónica a la misma velocidad desplazándose del punto A hacia el punto C (Figura 2.26), la componente de la velocidad medida varía en función del ángulo θ . La variación de la frecuencia detectada por el ADCP no es la misma según la posición de la partícula. Sin embargo, para el cálculo de la velocidad, se utiliza en la ecuación (2.2) el mismo ángulo del haz θ_n , de tal modo que diferentes valores de la misma velocidad serán estimados según la posición de la partícula dentro del haz de onda ultrasónica.

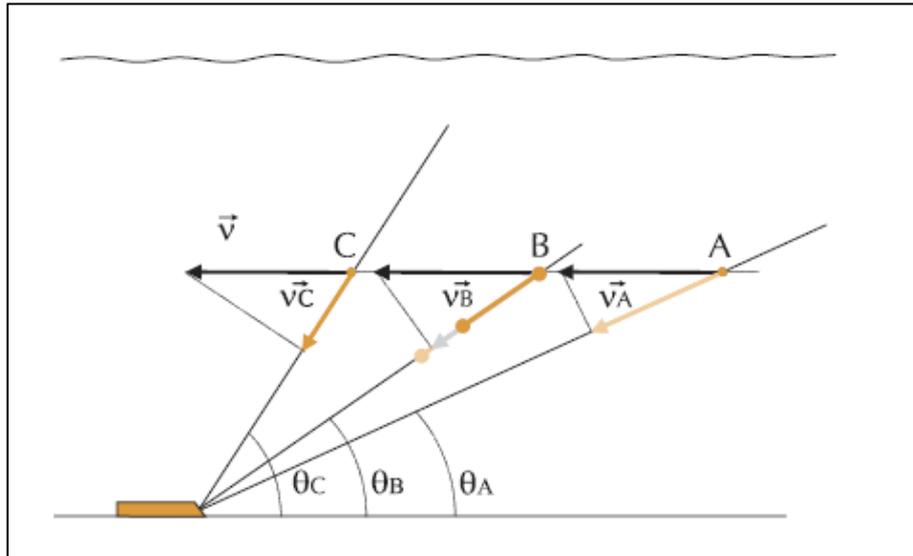


Figura 2.26 Representación esquemática de la variedad de señal recibida en función de la posición de las partículas (Birgand et al, 2005)

Asimismo, haciendo el mismo razonamiento, en un instante dado las partículas repartidas dentro del haz del ADCP, envían varias señales diferentes. Para ello, la variación de la frecuencia $\Delta f_{D,n}$ se analiza después del tratamiento de las señales recibidas por el sensor. La calidad de este análisis depende de las técnicas utilizadas por cada fabricante. Estas técnicas están casi siempre patentadas, y suelen representar una caja negra para su análisis (Bertrand et al, 2000). Este hecho, conlleva a que las medidas obtenidas presentan frecuentemente fluctuaciones en forma de dientes de sierra (Figura 2.27).

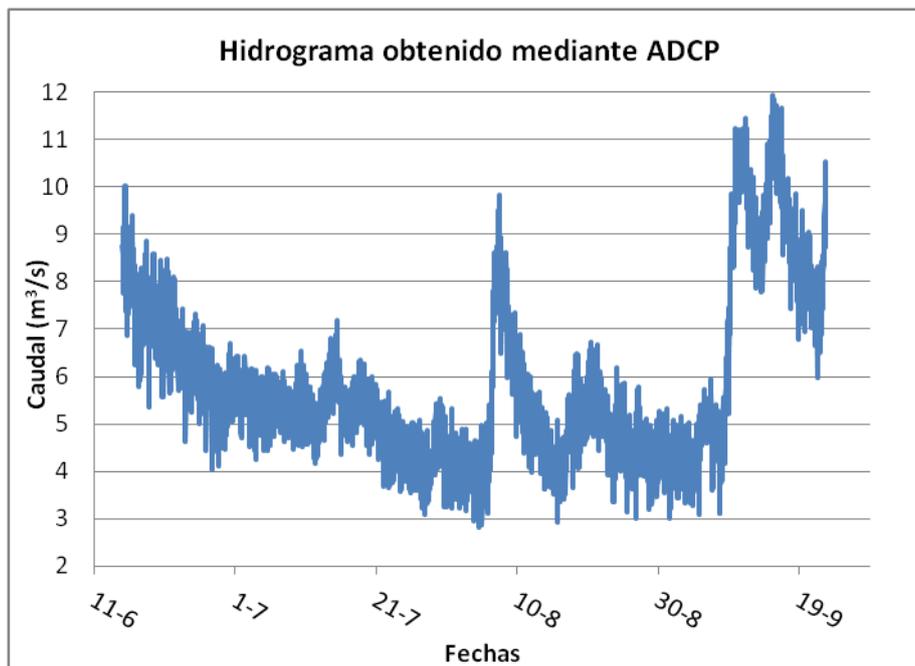


Figura 2.27 Ejemplo medida de caudal mediante ADCP (Birgand et al, 2005)

La celeridad C de los ultrasonidos en el agua interviene de un modo directamente proporcional en la estimación de V_D . Ésta última varía en función de la temperatura y la salinidad del flujo. En lo que concierne a la temperatura, la mayoría de los ADCP llevan un sensor para la medición de la temperatura para corregir el valor de la celeridad C . Pero en lo que concierne a la salinidad hay que estar atento a las condiciones del entorno. En las zonas con influencia de aguas del mar, el error puede llegar al 3,5% en relación con el agua dulce (Bertrand et al, 2000).

El ADCP instalado en el fondo requiere un mantenimiento continuo, ya que sus sensores pueden quedarse obstruidos por la sedimentación y obtener por tanto mediciones erróneas.

Existe la posibilidad de instalar el ADCP orientado hacia abajo e instalado sobre un flotador como el caso de la ciudad de Marsella en Francia (Figura 2.28) en una red de saneamiento.

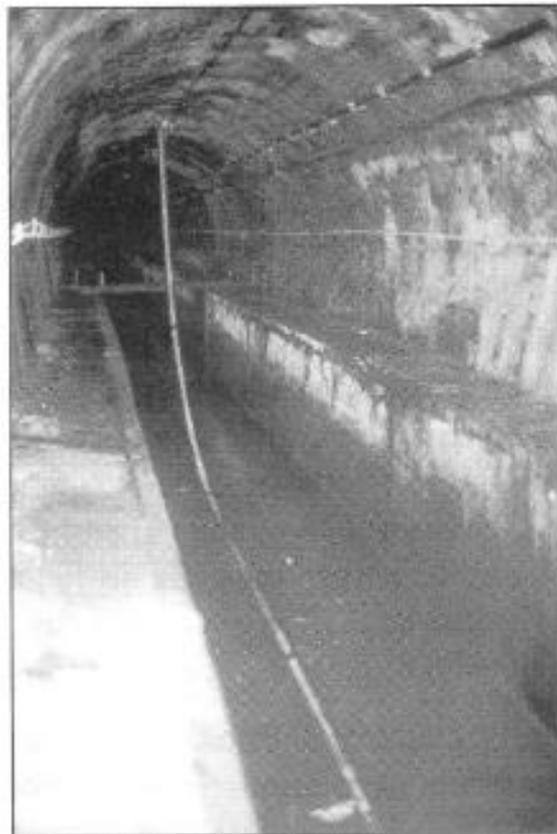


Figura 2.28 ADCP instalado sobre flotador en una red de saneamiento en Marsella, Francia (Bertrand et al, 2000)

La instalación consiste en colocar el ADCP sobre un flotador que sigue libremente las variaciones del calado. El sensor está orientado hacia abajo y mide la velocidad desde la superficie en dirección de la solera. El flotador está constituido por un tubo semirrígido fino

de PVC, que mantiene el ADCP dentro del flujo sin aportar perturbaciones hidráulicas y sin crear obstáculo al transporte de sólidos. La longitud del flotador es suficiente para asegurar una perfecta horizontalidad para cualquier nivel de agua y para mantenerlo permanentemente en el eje del flujo.

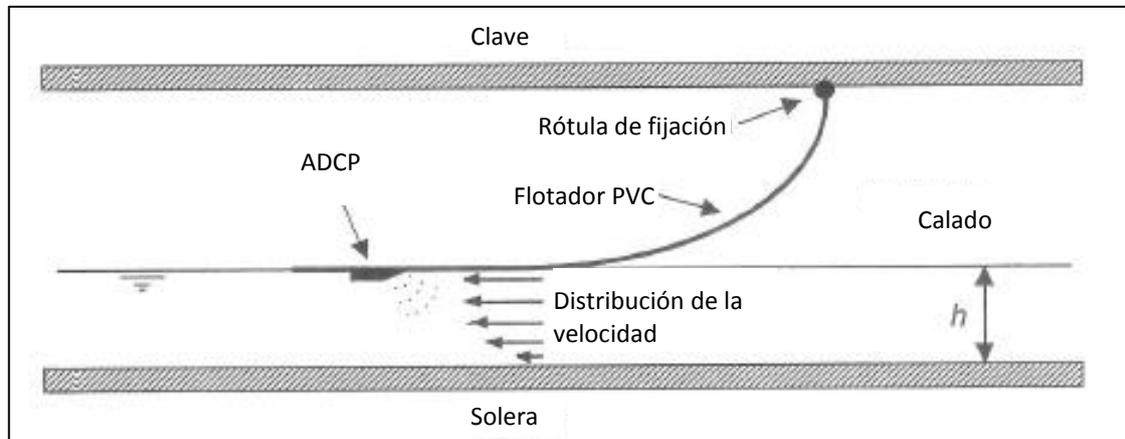


Figura 2.29 Dispositivo para mantener el ADCP en la superficie (Bertrand et al, 2000)

A nivel práctico esta disposición permite:

- Una instalación más sencilla mediante una rótula en la clave del colector y no es necesario trabajar en seco.
- El ADCP se coloca sólo en el centro del flujo y en la línea más rápida del flujo, así se mantiene limpio y no se forman sedimentos sobre los sensores.
- El ADCP queda accesible para apartarlo durante las tareas de mantenimiento.
- En las redes unitarias, el ADCP está permanentemente en contacto con el agua lo que permite el control del buen funcionamiento en cualquier momento.

2.3.4 Índice de velocidad

El USGS ha procedido a diversas evaluaciones en sus laboratorios y en el terreno de diferentes enfoques utilizando el ADCP (Morlock et al, 2002) para concluir que esta tecnología es apropiada para aplicarla en su red de estaciones hidrométricas y para la obtención de datos de caudales en tiempo real con una calidad aceptable.

El enfoque utilizado por USGC para la medición en lámina libre con el ADCP es el índice de velocidad, que consiste en relacionar la velocidad media en una sección con la velocidad del flujo medido por el ADCP en una parte de la sección. Esta relación en la mayoría de los casos

es lineal, lo que facilita su derivación y requiere menos datos para su obtención que una curva de gasto, generalmente más compleja (Figura 2.30).

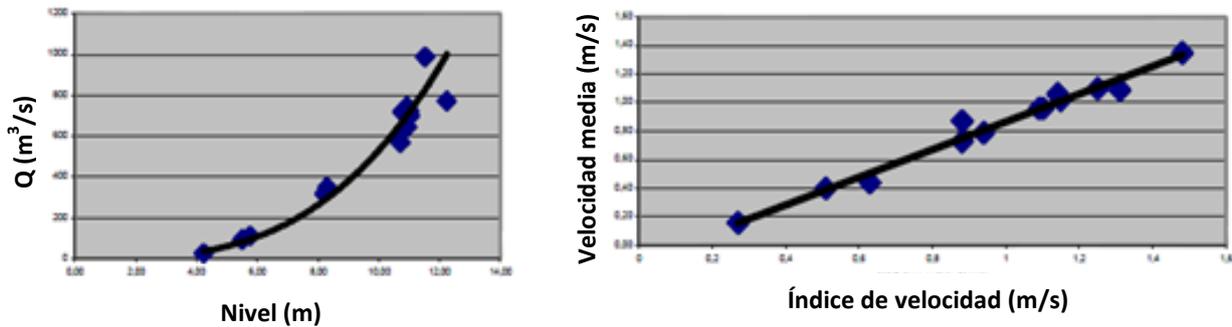


Figura 2.30 Ejemplo de la relación nivel- caudal (izquierda) y la relación índice-velocidad (derecha) en el río Foresman, USA (Ducharme et al, 2003)

La organización *Environnement Canada* (EC) ha evaluado y comparado los dos enfoques anteriores en dos ríos en Canadá, por un lado el limnómetro y la curva de gasto, y por otro lado el ADCP y el índice de velocidad, obteniendo una desviación media entre los datos medidos y los datos de referencia del 4,1% en el caso del método ADCP- índice velocidad y del 12,8% en el caso de la curva de gasto. Esto demuestra que el nuevo método desarrollado por el USGS ofrece mayor precisión.

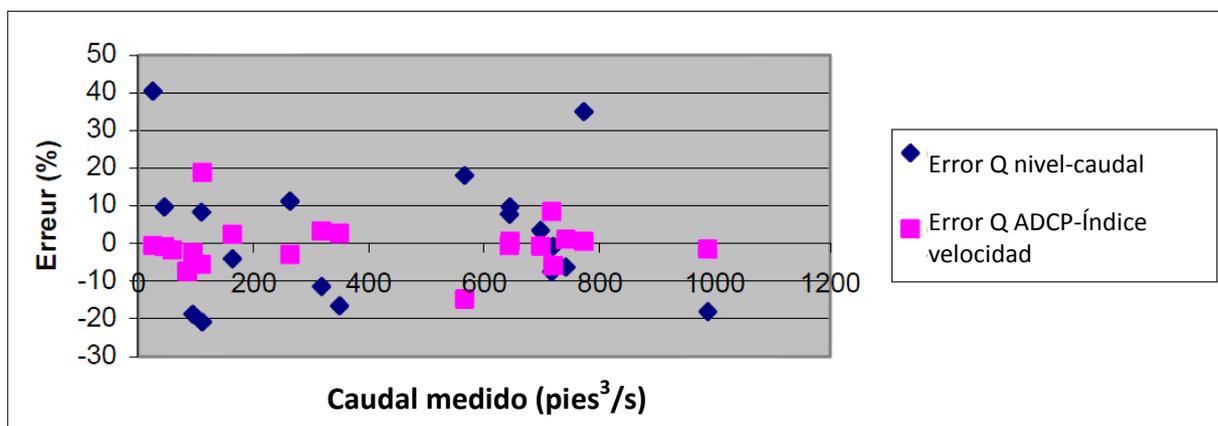


Figura 2.31 Comparación de la precisión de los caudales estimados por los métodos ADCP-Índice velocidad y por el método limnómetro curva de gasto (Ducharme et al, 2003)

2.3.5 El radar

La utilización de las microondas para la medida de las velocidades fue llevada a cabo por el equipo de William Plant en Seattle (EE.UU) (Plant et al, 2005). El principio consiste en medir el desfase entre la onda emitida y la onda reflejada por la rugosidad de la superficie del río, creada por el viento o las turbulencias. Un haz formado por una antena parabólica permite

iluminar una elipse de superficie del río en la cual el sensor mide una velocidad media proyectada sobre un eje de la antena. Esta elipse es generalmente desplazada según unos ejes que atraviesan el río en oblicuo. Una hipótesis simple de flujo permite pasar a un perfil transversal de velocidades de superficie. Las velocidades de superficie medidas por el radar son de buena calidad con un error máximo del 10 % (Lee et al, 2002). Considerando un perfil vertical de velocidades dado, la velocidad media del cauce puede ser deducida de la velocidad en superficie (Plant et al, 2005, Lee et al, 2002).

Durante un estudio en el Cowlitz River, EE. UU, Melcher et al. (2002) han utilizado el GPR y el radar para obtener, desde un helicóptero, una medida de la batimetría y velocidades de la superficie (Figura 2.32). Esto ha permitido estimar un caudal muy próximo al caudal de referencia, con un error del 5%.

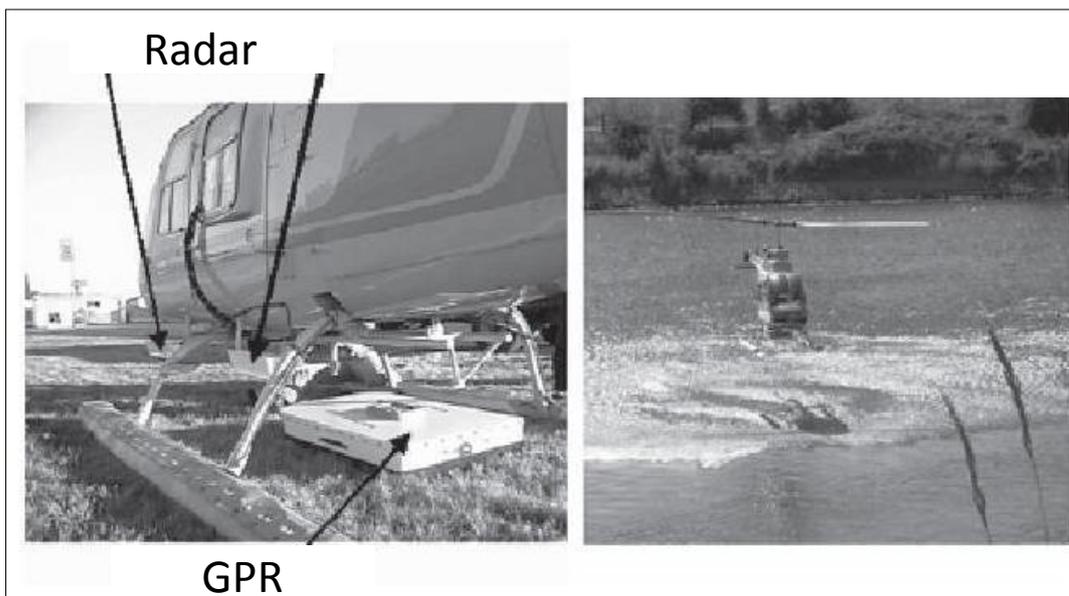


Figura 2.32 Helicóptero y su equipamiento Radar y GPR (Hauet, 2006)

2.3.6 El Lidar

El funcionamiento del Lidar (*Laser Imaging Detection and Ranging*) es el mismo que el del Radar, la única diferencia radica en el dominio espectral en el que funciona. El radar funciona en el dominio de las ondas radio, y el Lidar en el campo de la luz visible, y también en el dominio del ultravioleta y el infrarrojo. La aplicación práctica del Lidar para la hidrometría todavía no ha sido utilizada, aunque se están realizando pruebas en el Laboratorio de Meteorología Dinámica en Jussieu (Francia) para adaptar el Lidar para medir

las velocidades en superficie del curso de agua, el ancho del cauce y el nivel del agua. Así conociendo la batimetría, se podría estimar el caudal con el Lidar.

2.3.7 Los velocímetros gráficos de partículas a gran escala (LSPIV)

Los dispositivos LSPIV son instrumentos emergentes que se basan en una tecnología de imágenes denominada velocimetría gráfica de partículas (PIV), que se utiliza en laboratorios de fluidos.

Los velocímetros gráficos de partículas han mejorado la capacidad de medir los vectores instantáneos de velocidad en numerosos caudales generados en el entorno controlado de un laboratorio (Adrian, 1991). Un aspecto atrayente de los velocímetros gráficos es su inherente simplicidad, es decir, la utilización de imágenes en vez de los datos de salida de un transductor, como por ejemplo señales, lo que hace que esta técnica sea más sencilla que sus antecesoras. La técnica registra la imagen como información digital sin procesar, que puede reprocesarse en función de las necesidades con arreglo a diferentes resoluciones espaciales y temporales, a fin de obtener detalles del caudal. Estas ventajas han supuesto que los velocímetros gráficos se hayan convertido rápidamente en el método predilecto para obtener medidas detalladas de la turbulencia en los flujos de laboratorio de dos y tres dimensiones. A pesar de su popularidad, las técnicas de la velocimetría gráfica no tienen una aplicación a gran escala fuera de los laboratorios de fluidos.

Las primeras mediciones de velocimetría gráfica en entornos fluviales fueron realizadas en Japón por Fujita y Komura (1994) y requerían la formación de imágenes de grandes sectores de la superficie del río, motivo por el que esta técnica se bautizó como PIV a gran escala. La técnica LSPIV abarca la totalidad de los cuatro componentes habituales de los procesos PIV convencionales, a saber: iluminación (por medio del Sol), marcado del caudal, registro de imágenes y proceso de las mismas. Puesto que las imágenes de la técnica LSPIV suelen registrarse desde un ángulo oblicuo, es preciso aplicar una corrección adicional sobre ellas.

El proceso de medición se inicia con la toma de imágenes de la superficie del agua desde una posición elegida estratégicamente (Figura 2.33). El movimiento de la superficie del agua sólo es perceptible si contiene elementos visibles que se muevan con la corriente. En muchas situaciones aparecen configuraciones flotantes en el río que se generan de forma natural (como espuma, sifonamientos, pequeños residuos y ondulaciones en la superficie libre) que

proporcionan, de forma muy eficaz, elementos visibles que actúan como trazadores del caudal. En caso de que no existan, puede llevarse a cabo un marcado artificial de la zona del caudal que se desee medir.

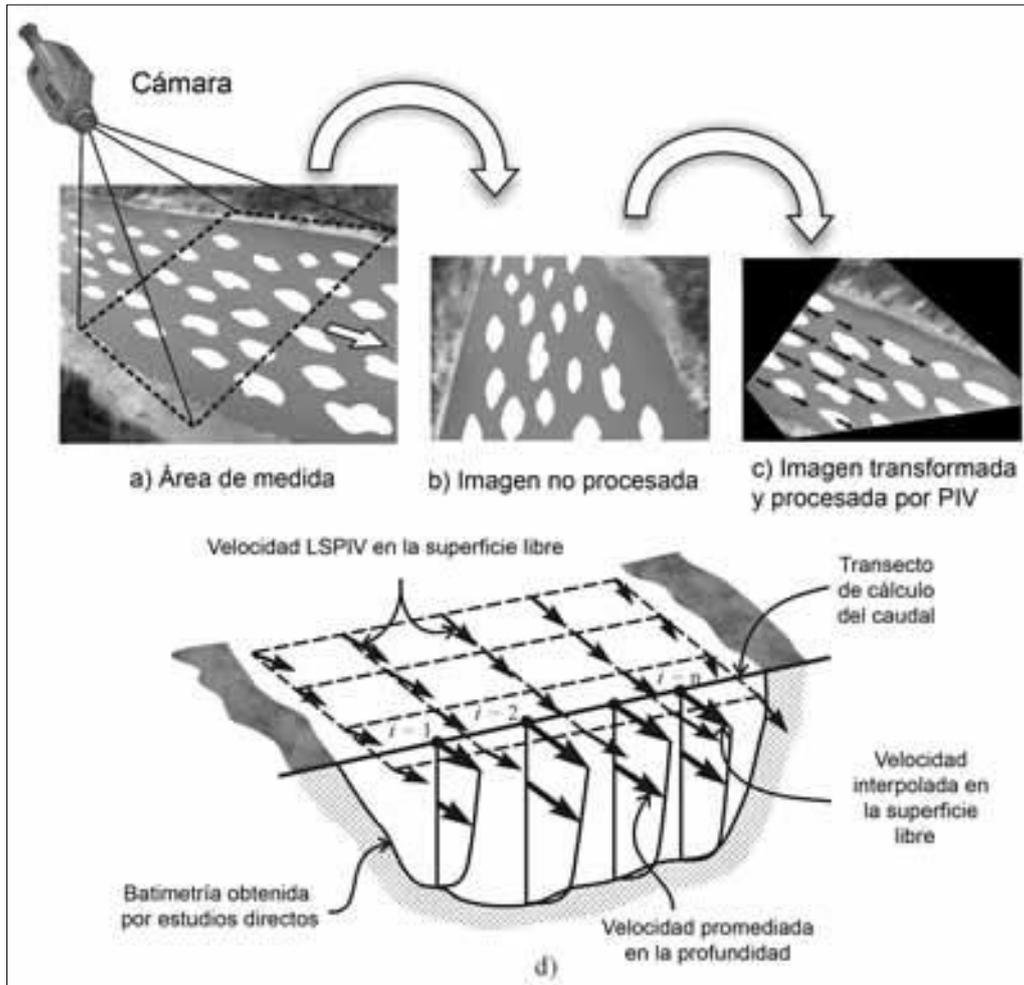


Figura 2.33 Fundamento y componentes operativos de los velocímetros gráficos de partículas a gran escala (LSPIV): (a) iluminación y marcado; (b) registro de la imagen; (c) reconstrucción de la imagen para obtener imágenes ortorrectificadas y proceso de las mismas; (d) algoritmo para calcular el caudal fluvial a través de las mediciones LSPIV en la superficie libre (Muste et al, 2008)

Las imágenes registradas se deforman geoméricamente debido al efecto de perspectiva introducido en la imagen tomada desde un ángulo oblicuo. Las imágenes fotográficas se transforman hasta adquirir una apariencia no deformada y luego se procesan para obtener las velocidades en la superficie del agua. El movimiento de la corriente se calcula a partir de pares de imágenes consecutivas, a través de inferencias estadísticas llevadas a cabo sobre las configuraciones de imágenes correspondientes a la flotación sobre la superficie libre. Posteriormente, se calculan las velocidades de toda la imagen dividiendo los desplazamientos estimados por el intervalo de tiempo existente entre imágenes sucesivas.

El caudal se determina utilizando métodos de área-velocidad. La velocidad de la superficie del agua medida por el sistema LSPIV se ajusta para ofrecer una mejor estimación de la velocidad media en la columna de agua, y se multiplica por la sub-área correspondiente a la batimetría de la sección transversal, tal y como se muestra en la Figura 2.33(d). La batimetría del cauce puede obtenerse a partir de estudios directos realizados con instrumental especializado (por ejemplo, un dispositivo ADCP). La batimetría del cauce puede estudiarse en el momento de realizar las mediciones LSPIV o con anterioridad a éstas, partiendo de la base de que la batimetría no cambia en el intervalo de tiempo existente entre las mediciones efectuadas en el agua del fondo y de la superficie.

Si las medidas de campo se llevan a cabo con poca iluminación sobre la superficie del agua, con un marcado escaso o con otras condiciones adversas de medición que influyan en la superficie del agua, estas mediciones podrían ver drásticamente reducida su precisión o, incluso, resultar imposibles. Normalmente, se necesita la luz solar para realizar medidas LSPIV, siendo complicada la medición en horario nocturno. En el caso de caudales sin patrón ni trazadores, podrían obtenerse velocidades erróneas y verse reducida la resolución del mapa de velocidad. Un mal ángulo de la cámara con respecto al flujo puede originar, asimismo, una menor resolución. La precisión de la medición del caudal mediante el sistema LSPIV depende de la batimetría empleada, de la hipótesis de variación de la velocidad con la profundidad y de la medición de la elevación del agua durante el proceso de medida. La batimetría registrada previamente podría diferir de la existente durante el proceso de medida, y el ajuste de las velocidades del agua de la superficie a una velocidad media en la columna de agua podría no resultar demasiado preciso. En corrientes con movimiento lento, especialmente en combinación con el viento, las velocidades superficiales medidas por el sistema LSPIV no son fiables de cara a las mediciones del caudal, al ser perturbadas por la velocidad del viento.

2.3.8 Medidas desde el espacio

La estimación del caudal mediante instrumentos situados en un satélite necesita saber una relación hidráulica que relaciona el caudal con las características del río observable desde el espacio (Vorosmarty et al, 1996). Estas características son: el ancho del río (por análisis de imagen), el nivel del agua (por altimetría radar), la rugosidad del río, la morfología del río

(sinuosidad, meandros, etc...), y la velocidad en la superficie (radar o Lidar Doppler). Las limitaciones principales del satélite son su precisión, incertidumbre del orden de 50 cm en el nivel de agua (De Oliveira Campos et al, 2001), y del orden de 0,1 m/s en las velocidades en la superficie (Bjerklie et al, 2003), y su resolución espacial (el ancho del río debe ser al menos 200 m para estimar el nivel del agua, y solo dos o tres puntos de medida de velocidad en superficie son posibles sobre una sección transversal con tales condiciones). La hidrometría desde un satélite solo es factible, por tanto para grandes ríos.

2.4 Comparaciones entre diferentes métodos

Recientemente se ha llevado a cabo un estudio en el que se comparan las posibilidades de medida del sistema LSPIV con los ADCP, los medidores mecánicos y el método del índice de velocidad para una variedad de caudales (Kim et al, 2008). El lugar elegido para el ensayo es un tramo recto de 3,3 kilómetros de longitud sobre un cauce granular estable, situado aguas abajo de la central hidroeléctrica de Goesan (Corea del Sur). Existe una estación oficial de aforo en el tramo y la presa situada aguas arriba del tramo de pruebas ofrece un amplio abanico de caudales, que varían desde los 6 m³/s hasta los 1.400 m³/s, dependiendo de la estación del año.

Se emplearon dos métodos diferentes de medición con el sistema ADCP: una embarcación en movimiento y una embarcación fija amarrada. En el método de la embarcación en movimiento se utilizó un equipo ADCP Río Grande de 1.200 kHz, instalado sobre una embarcación inflada, y se realizaron, al menos, cuatro trayectos en el río. En el caso del método de la embarcación fija amarrada se usó un sistema ADP River Cat situado en 20 o más emplazamientos a lo largo de las secciones transversales de medida con arreglo a la norma ISO 748 (ISO, 2007). En la medición del caudal mediante la técnica LSPIV se empleó una cámara digital, aunque se efectuaron menos mediciones que con el sistema ADCP.

Se emplearon dos métodos de forma simultánea para la comparación: una técnica convencional de área-velocidad mediante la utilización de un instrumento mecánico, y un método de índice de velocidad con un instrumento acústico fijo de medición de la velocidad. El instrumento mecánico, un medidor de corriente Price AA estándar, se utilizó por inmersión en aguas poco profundas o empleando un puente-grúa en una corriente más

rápida y profunda. En al menos 20 emplazamientos de la sección transversal de medida se realizaron mediciones de área-velocidad con arreglo a la norma ISO 748.

El método del índice de velocidad consiste en la medición continua de la corriente empleando un medidor de velocidad Doppler acústico con exploración lateral (modelo: Argonaut-SL 1,5 MHz) para medir una velocidad de referencia en la sección de medida. Más adelante, esta velocidad de referencia y el nivel del agua pueden utilizarse para calcular el caudal a través de una relación entre el caudal, la velocidad de referencia y el nivel del agua en la zona de medida o en sus proximidades. La relación se obtiene a partir de muchas mediciones efectuadas mediante la utilización de la técnica convencional de área-velocidad con un medidor de corriente Price AA.

Durante el período comprendido entre 2005 y 2007 se llevaron a cabo medidas simultáneas del caudal utilizando los métodos ADCP, LSPIV y los métodos de comparación. El caudal registrado por los sistemas ADCP, LSPIV y los métodos de comparación fue sometido a un proceso de contraste con respecto al caudal evacuado por la presa, es decir, el determinado a partir de la configuración de la compuerta. Previamente se halló la relación entre la configuración de la compuerta y el caudal por medio de un proceso de simulación en laboratorio. La Figura 2.34 muestra el caudal adimensional medido a través de los sistemas ADCP, LSPIV y los métodos de comparación. El caudal adimensional es el cociente de dividir el caudal medido con un instrumento o un método por el caudal evacuado por la presa. El caudal medido con el método de la embarcación fija con sistema ADCP se encuentra dentro del $\pm 10\%$ del caudal de la presa, mientras que la medición del caudal por el método de la embarcación en movimiento con sistema ADCP también cuenta con una buena sintonía con respecto al caudal de la presa, aunque con una desviación ligeramente positiva. Aunque no hubo muchos casos en los que se empleara el método LSPIV de medición, el caudal resultante también resultó bastante similar al de la presa.

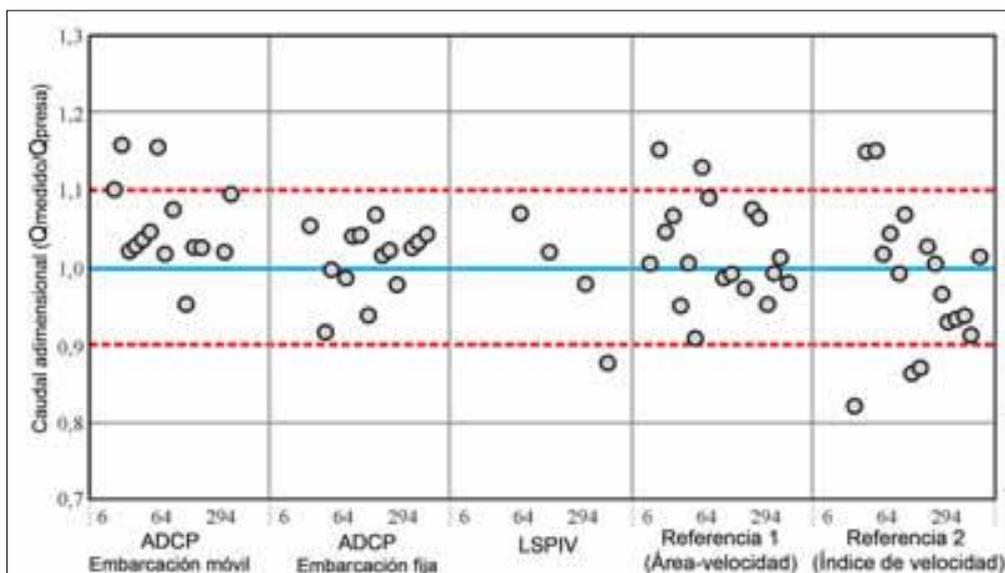


Figura 2.34 Comparación de los sistemas ADCP, LSPIV y otros métodos (Muste et al, 2008)

La tabla 2.1 resume los datos estadísticos de los caudales adimensionales en función del tipo de método de medida. Los valores más reducidos de la desviación típica y del error cuadrático medio también son indicadores de mejor ajuste con respecto al caudal de la presa. Un intervalo de confianza más reducido según la distribución t (t de Student para un intervalo de confianza del 95%) señala la importancia del caudal medio adimensional (y de la desviación asociada).

Debido al reducido número de medidas realizadas, ninguna de las desviaciones señaladas por cualquiera de los caudales medios adimensionales es estadísticamente significativa. Los métodos de área-velocidad y de la embarcación fija con ADCP cuentan con valores estadísticos similares y esas mediciones son muy parecidas a las del caudal de la presa. Las mediciones efectuadas con arreglo a la técnica de la embarcación en movimiento con ADCP se asemejan más al caudal de la presa que las técnicas LSPIV o la del índice de velocidad. Las mediciones LSPIV son las que tienen la mayor variabilidad (grandes valores de desviación típica y de error cuadrático medio) de todas las técnicas utilizadas. Sin embargo, el reducido número de mediciones LSPIV limita la significancia de sus estadísticas.

Tabla 2.1 Resumen estadístico de las técnicas de medida del caudal

Índice estadístico	Técnicas de medida del caudal				
	Embarcación móvil con sistema ADCP	Embarcación fija con sistema ADCP	LSPIV	Área-velocidad	Índice de velocidad
Caudal medio adimensional	1,055	1,013	0,987	1,022	0,983
Desviación típica de las diferencias relativas	5,7	4,4	8,1	6,5	9,3
Error cuadrático medio de las diferencias relativas	2,2	1,3	4,8	1,7	2,2
Intervalo de confianza según la distribución t	±3,29	±2,54	±12,89	±3,23	±4,78

2.5 Conclusiones

La revisión del estado del arte efectuada pone de manifiesto el enorme abanico de metodologías para estimar el caudal en sistemas en lámina libre.

Para aplicar de forma correcta cualquier instrumento en un proceso de medida es preciso comprender sus principios básicos de funcionamiento y las condiciones del flujo para su uso.

Además, en el caso de los instrumentos nuevos y emergentes, antes de que pasen a utilizarse de forma habitual deberían llevarse a cabo procesos cuidadosos de evaluación de las posibilidades de medida de tales instrumentos.

El sistema ADCP se han convertido en herramienta ya madura para la realización de tareas de medición en entornos fluviales como urbanos, con una capacidad bien documentada, mientras que las técnicas LSPIV, Radar y Lidar, aún están en proceso de análisis, y se están haciendo importantes esfuerzos para desarrollarlas y conseguir que sean sólidas ante diversas condiciones de medición. En general, las técnicas emergentes no pueden ser consideradas como un instrumento completo, sino como un elemento que complementa de forma eficaz otros instrumentos y que presta un apoyo eficaz a varios propósitos de medición.

La movilidad, autonomía y velocidad de la medición son aspectos que podrían hacer que los sistemas ADCP y LSPIV resulten adecuados para realizar mediciones intensivas durante el desarrollo de episodios hidrológicos normales y extremos. Estas nuevas tecnologías han iniciado una nueva era en la medición de caudal en lámina libre, al reducir costes y esfuerzos aumentando el número de medidas y permitiendo que éstas puedan efectuarse en situaciones de riesgo. El uso de la nueva generación de instrumentos podría arrojar luz sobre procesos de vital importancia, como por ejemplo el impacto medioambiental.

Actualmente, el proyecto de “Evaluación del funcionamiento de los instrumentos y técnicas de medida del caudal” (Fulford y al, 2007), de la Comisión de Hidrología de la OMM, está llevando a cabo una evaluación general de los sistemas ADCP y LSPIV, y de muchos de los nuevos instrumentos.

Los capítulos siguientes analizan y comparan las dos metodologías de aforo de caudal en lámina libre mediante curva de gasto y perfilador acústico Doppler:

- Una campaña experimental que permite, por un lado validar el funcionamiento del ADCP, mediante la comparación de los caudales obtenidos en un canal de laboratorio con los obtenidos mediante un caudalímetro electromagnético calibrado y un limnómetro, y por otro lado realizar un contraste teórico experimental entre el ADCP y la curva de gasto obtenida según las formulas clásicas de la hidráulica (capítulo III).
- Se analizan datos obtenidos en tres ríos de la región del Quebec (Canadá), y se evalúan las discrepancias entre los caudales estimados con la curva de gasto y los caudales medidos mediante el ADCP y por último, se determina si la curva de gasto es capaz de reproducir las medidas obtenidas mediante el ADCP (capítulo IV).

Capítulo III: VALIDACIÓN DEL ADCP EN EL LABORATORIO

Capítulo III. Validación del ADCP en el laboratorio

3.1 Introducción

El estudio y el análisis de los métodos de medición de caudal en lámina libre no se puede realizar únicamente a nivel teórico. Asimismo, con el objetivo de complementar el trabajo antes descrito, se procede a realizar ensayos en laboratorio en un canal de sección rectangular para validar experimentalmente algunos resultados.

3.2 Objetivo

Un primer objetivo es el aprendizaje y correcto uso de una de las nuevas tecnologías e instrumentación asociada para la medición de las velocidades instantáneas en un flujo en lámina libre: el ADCP. Tanto en su configuración, puesta en marcha y adquisición de datos.

El segundo objetivo es validar el funcionamiento del ADCP, por un lado mediante la comparación de los caudales obtenidos en un canal de laboratorio con los obtenidos mediante un caudalímetro electromagnético calibrado y un limnómetro, y por otro lado realizando un contraste teórico experimental entre el ADCP y la curva de gasto obtenida según las formulas clásicas de la hidráulica, con objetivo de aplicarlo al análisis de su funcionamiento en cauces naturales en el siguiente capítulo.

3.3 Descripción del dispositivo experimental

La campaña experimental se ha realizado mediante un canal de sección rectangular de 0,305 m de ancho x 0,40 m de alto x 3,50 m de longitud, y de pendiente regulable entre -1% y 2,75% (Figura 3.1).

Los principales elementos que componen el canal sobre el que se ha realizado el estudio son:

- Depósito de alimentación
- Bomba de alimentación
- Válvula para regular el caudal
- Tubería de impulsión

- Caudalímetro electromagnético Meatest
- Un vertedero de 27,5 cm de altura instalado en el canal a una distancia de 1,20 m aguas abajo del ADCP de tal modo que se puede trabajar con calados superiores a 20 cm. (Figura 3.2)



Figura 3.1 Elementos del canal de laboratorio

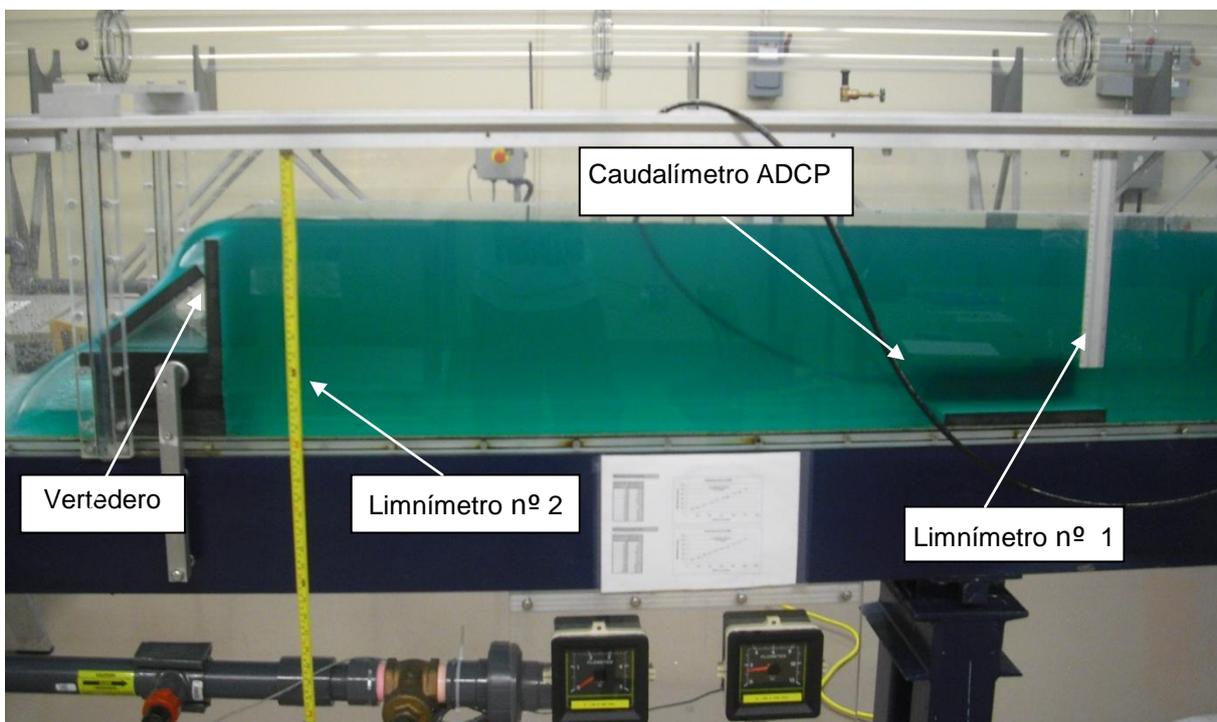


Figura 3.2 Elementos de medición

Los diferentes elementos necesarios para realizar las mediciones son:

- El ADCP Argonaut SW 3000 kHz (Figura 3.3)
- Dos limnímetros
- Ordenador con sistema operativo Windows XP
- Cable para comunicar el ADCP al ordenador



Figura 3.3 El ADCP Argonaut SW 3000 kHz

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL ADCP ARGONAUT SW 3000 KHZ

Medición de la velocidad en 2 dimensiones, dos haces de medida que permiten el cálculo de la componente longitudinal y vertical de la velocidad. Un tercer haz para medir el nivel (Figura 3.4).

Rango de utilización

Calado máximo: 5,0 m

Capítulo III

Calado mínimo: 0,30 m (el fabricante enuncia la posibilidad de operar en profundidades menores de 0,30 m hasta 0,20 m, pero con una pérdida en el rendimiento del instrumento).

Velocidad del flujo

Rango: de 0 a 5 m/s

Resolución: 0,1 cm/s

Precisión relativa: ± 1 % de la velocidad medida

Precisión absoluta: $\pm 0,5$ cm/s

Medición del nivel de agua

Profundidad mínima: 0,10 m por encima del ADCP

Profundidad máxima: 5,0 m

Precisión relativa: $\pm 0,1$ % del nivel medido

Precisión absoluta: $\pm 0,3$ cm

Características estándar

Dimensiones: 24,5 cm de largo, 10 cm de ancho y 6.3 cm de alto

Peso: 1,2 kg

Peso sumergido: 0,15 kg

Frecuencia de trabajo: 3 MHz.

Sensor de temperatura.

Detección de hielo en superficie.

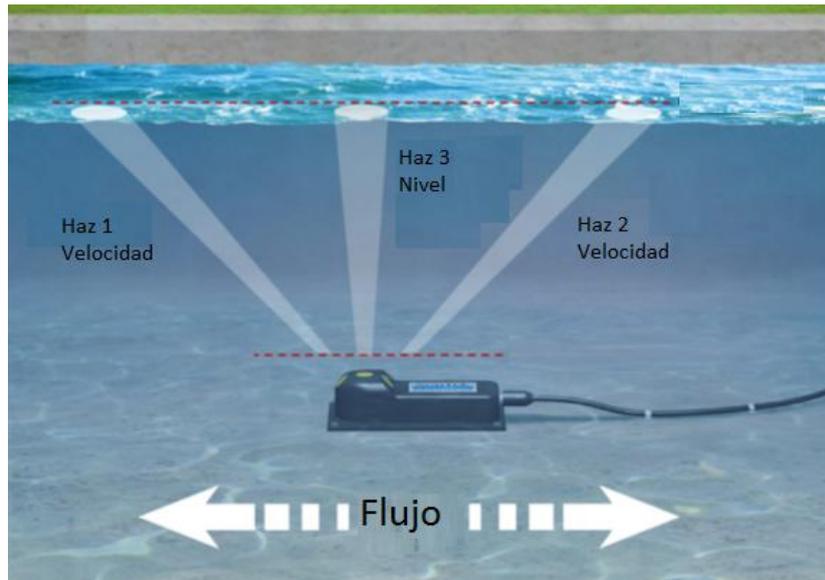


Figura 3.4 Funcionamiento del ADCP

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL CAUDALIMETRO ELECTROMAGNETICO MEATEST

Rango de caudal: 0,1 l/s – 5000 l/s

Precisión relativa: $\pm 0,1$ % del caudal medido

3.4 Metodología experimental

3.4.1 Configuración del ARGONAUT SW

El Argonaut SW es un perfilador de corrientes Doppler 2D, es un sistema liviano y compacto que utiliza la tecnología Doppler del fabricante Sontek para medir velocidad, nivel de agua y caudal. Asimismo es un instrumento que no requiere ninguna calibración periódica ya que viene con una calibración de fábrica invariable.

Los principales parámetros de configuración son los siguientes:

- Selección del sistema de unidades

El sistema de unidades utilizado ha sido el sistema métrico internacional.

- Selección del intervalo de muestreo

El intervalo de muestreo representa el tiempo que transcurre entre cada señal sonora enviada por el ADCP para estimar la velocidad del flujo, en el siguiente experimento se ha optado por un intervalo de 120 segundos.

- Salinidad

Fundamental para el correcto funcionamiento del ADCP. En nuestro caso se dispone de agua potable en el canal, pero para llevar a cabo las mediciones de velocidad es necesario añadir un aditivo que proporciona el propio fabricante, con lo que se altera la salinidad del agua potable. El valor estimado fue de 2,00 ppm.

- Geometría de la sección

Para estimar el caudal, el ADCP requiere de la geometría del canal. El Argonaut SW permite introducir cuatro tipos de secciones (irregular, trapezoidal, circular y elíptica). En nuestro caso se ha optado por la trapezoidal y se han introducido las dimensiones de la sección rectangular del canal de laboratorio: 0,40 m de altura x 0,305 m de ancho.

- Método para medir la velocidad media

El Argonaut SW utiliza dos métodos para estimar la velocidad media: el método de cálculo teórico y el método del índice de velocidad.

1) El método de cálculo teórico se basa en la ecuación (3.1) y se recomienda su uso para los canales de sección regular.

$$v_m = \left(\frac{y}{h}\right)^{1/6} \times v_{max} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Siendo

v_m velocidad media en cm/s

v_{max} módulo de la velocidad máxima en el perfil de velocidades, en cm/s

y posición del vector de velocidad máximo en cm

h nivel de la lamina de agua en cm

El ADCP obtiene los valores de v_{max} e y durante el análisis de la velocidad de las partículas en suspensión en el seno del flujo.

2) El método del índice de velocidad, consiste en relacionar la velocidad media con la velocidad obtenida por el ADCP en una parte de la sección. Esta relación es de tipo lineal.

$$v_m = A + v_{ADCP} \times (B + (C \times h)) \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Siendo:

v_m	velocidad media en cm/s
A	coeficiente en cm/s
v_{ADCP}	velocidad obtenida mediante el ADCP en cm/s
B	coeficiente de escala (sin unidad)
C	coeficiente de nivel en cm^{-1}
h	nivel de la lamina de agua en cm

El segundo método se recomienda para las secciones irregulares como los cauces de los ríos.

Para la obtención de los diferentes coeficientes de la ecuación 3.2 es necesario realizar una campaña de aforos directos para obtener la velocidad media del cauce con su correspondiente velocidad obtenida mediante el ADCP.

El resultado tras realizar las operaciones de toma de datos es un par de valores ($v_m; v_{ADCP}$) que representan puntos de la recta del índice de velocidad, y mediante una regresión lineal se puede obtener los tres coeficientes A, B, C.

Una vez obtenida la recta del índice de velocidad basta con introducir el valor de la velocidad estimado mediante el ADCP para obtener la velocidad media.

En el siguiente experimento se ha optado por utilizar el primer método ya que la sección es regular.

3.4.2 Rango de caudales ensayados

Mediante la válvula instalada en el canal de laboratorio se ha procedido a su apertura de manera gradual con el propósito de variar el caudal aproximadamente con escalones de 3 l/s hasta apertura completa de la válvula.

Los caudales de trabajo han sido: 3,07 l/s; 6,07 l/s; 9,02 l/s; 12,03 l/s; 15,06 l/s y 18,03 l/s.

Asimismo, para cada caudal de trabajo, se han realizado cinco lecturas de caudal mediante el ADCP. (Tabla 3.1).

3.4.3 Rangos de calados

Mediante el vertedero colocado aguas abajo del ADCP, se ha creado un control para obtener un calado superior a 20 cm y así poder trabajar en las condiciones mínimas del funcionamiento del Argonaut SW según las condiciones del fabricante.

Los calados obtenidos en la posición del ADCP mediante el limnómetro nº 1 han sido: 28,0 cm; 29,4 cm; 30,6 cm; 32,1 cm; 33,1 cm; 34,0 cm.

Los calados obtenidos aguas arriba del vertedero mediante el limnómetro nº 2 han sido: 30,1 cm; 31,5 cm; 32,8 cm; 34,3 cm; 35,1 cm; 35,9 cm.

3.5 Resultados de la campaña experimental

En la tabla 3.1 se recopilan por un lado, los resultados obtenidos mediante el ADCP y por otro lado, los obtenidos mediante el limnómetro nº 1 y el caudalímetro electromagnético. A éstos últimos se les denomina “resultados de referencia”.

Siendo:

H sw	Nivel obtenido mediante el ADCP en cm
V sw	velocidad media obtenida mediante el ADCP en cm/s
Q sw	Caudal obtenido mediante el ADCP en l/s
H std	Nivel obtenido mediante el limnómetro nº 1 en cm
Q std	Caudal obtenido mediante el caudalímetro electromagnético en l/s

Tabla 3.1 resultados recopilados

N° lectura	Resultados obtenidos mediante ADCP				Resultados de referencia	
	H sw (cm)	sección (cm ²)	V sw (cm/s)	Q sw (l/s)	H std (cm)	Q std (l/s)
1	28,8	930	8,3	1,70	28,0	3,07
2	28,8	930	5,1	1,87	28,0	3,07
3	28,7	926	5,9	2,67	28,0	3,07
4	28,7	926	3,4	1,70	28,0	3,07
5	28,8	930	7,6	4,14	28,0	3,07
6	29,8	960	9,0	3,78	29,4	6,07
7	30,1	969	7,1	4,16	29,4	6,07
8	30,2	972	9,1	5,54	29,4	6,07
9	30,1	969	8,7	5,26	29,4	6,07
10	30,2	972	7,3	3,92	29,4	6,07
11	31,3	1006	14,1	9,63	30,6	9,02
12	31,3	1006	14,1	9,63	30,6	9,02
13	31,2	1003	10,1	7,58	30,6	9,02
14	31,2	1003	11,7	9,51	30,6	9,02
15	31,2	1003	12,9	9,07	30,6	9,02
16	32,4	1040	15,1	11,54	32,1	12,03
17	33,1	1061	15,4	12,54	32,1	12,03
18	33,0	1058	13,1	10,73	32,1	12,03
19	33,0	1058	14,1	10,73	32,1	12,03
20	32,9	1055	15,1	11,72	32,1	12,03
21	33,7	1080	16,9	14,11	33,1	15,06
22	33,7	1080	19,0	16,01	33,1	15,06
23	33,7	1080	15,1	13,15	33,1	15,06
24	33,6	1076	18,2	16,16	33,1	15,06
25	33,7	1080	16,4	14,30	33,1	15,06
26	34,4	1101	19,2	16,75	34,0	18,03
27	34,6	1107	19,9	18,41	34,0	18,03
28	34,7	1110	19,1	17,09	34,0	18,03
29	34,7	1110	19,8	17,58	34,0	18,03
30	34,7	1110	17,6	16,11	34,0	18,03

3.6 Análisis de resultados

Mediante los resultados obtenidos, se ha procedido a comparar los caudales obtenidos mediante el ADCP con los obtenidos mediante el caudalímetro electromagnético y del mismo modo, comparar los niveles obtenidos mediante el ADCP con los obtenidos mediante el limnómetro nº 1.

Para ello, se han calculado las diferencias tanto en términos absolutos como en términos relativos (Tabla 3.2).

Tabla 3.2 Análisis de los datos

N° lectura	Resultados de referencia		Resultados obtenidos mediante ADCP		Diferencia absoluta		Diferencia relativa	
	Q std (l/s)	H std (cm)	Q sw (l/s)	H sw (cm)	ΔQ (l/s)	ΔH (cm)	ΔQ (%)	ΔH (%)
1	3,07	28,0	1,70	28,8	1,37	-0,8	44,5%	-2,9%
2	3,07	28,0	1,87	28,8	1,20	-0,8	39,2%	-2,9%
3	3,07	28,0	2,67	28,7	0,40	-0,7	13,1%	-2,5%
4	3,07	28,0	1,70	28,7	1,37	-0,7	44,7%	-2,5%
5	3,07	28,0	4,14	28,8	-1,07	-0,8	-34,8%	-2,9%
6	6,07	29,4	3,78	29,8	2,29	-0,4	37,7%	-1,4%
7	6,07	29,4	4,16	30,1	1,91	-0,7	31,5%	-2,4%
8	6,07	29,4	5,54	30,2	0,53	-0,8	8,8%	-2,7%
9	6,07	29,4	5,26	30,1	0,81	-0,7	13,3%	-2,4%
10	6,07	29,4	3,92	30,2	2,15	-0,8	35,4%	-2,7%
11	9,02	30,6	9,63	31,3	-0,61	-0,7	-6,8%	-2,3%
12	9,02	30,6	9,63	31,3	-0,61	-0,7	-6,8%	-2,3%
13	9,02	30,6	7,58	31,2	1,44	-0,6	16,0%	-2,0%
14	9,02	30,6	9,51	31,2	-0,49	-0,6	-5,5%	-2,0%
15	9,02	30,6	9,07	31,2	-0,05	-0,6	-0,6%	-2,0%
16	12,03	32,1	11,54	32,4	0,49	-0,3	4,1%	-0,9%
17	12,03	32,1	12,54	33,1	-0,51	-1,0	-4,2%	-3,1%
18	12,03	32,1	10,73	33	1,30	-0,9	10,8%	-2,8%
19	12,03	32,1	10,73	33	1,30	-0,9	10,8%	-2,8%
20	12,03	32,1	11,72	32,9	0,31	-0,8	2,6%	-2,5%
21	15,06	33,1	14,11	33,7	0,95	-0,6	6,3%	-1,8%
22	15,06	33,1	16,01	33,7	-0,95	-0,6	-6,3%	-1,8%
23	15,06	33,1	13,15	33,7	1,91	-0,6	12,7%	-1,8%
24	15,06	33,1	16,16	33,6	-1,10	-0,5	-7,3%	-1,5%
25	15,06	33,1	14,30	33,7	0,76	-0,6	5,1%	-1,8%
26	18,03	34,0	16,75	34,4	1,28	-0,4	7,1%	-1,2%
27	18,03	34,0	18,41	34,6	-0,38	-0,6	-2,1%	-1,8%
28	18,03	34,0	17,09	34,7	0,94	-0,7	5,2%	-2,1%
29	18,03	34,0	17,58	34,7	0,45	-0,7	2,5%	-2,1%
30	18,03	34,0	16,11	34,7	1,92	-0,7	10,7%	-2,1%

Siendo:

H sw	La altura medida con el ADCP en cm
H std	La altura medida con el limnómetro nº 1 en cm
Q sw	El caudal obtenido mediante el ADCP l/s
Q std	El caudal obtenido mediante el caudalímetro electromagnético en l/s
ΔH	Diferencia absoluta de la altura = $H \text{ std} - H \text{ sw}$ en cm
ΔQ	Diferencia absoluta de caudal = $Q \text{ std} - Q \text{ sw}$ en cm
$\Delta H \%$	Diferencia relativa de la altura = $(H \text{ std} - H \text{ sw}) / H \text{ std} \times 100$ en %
$\Delta Q \%$	Diferencia relativa de caudal = $(Q \text{ std} - Q \text{ sw}) / Q \text{ std} \times 100$ en %

Analizando los resultados obtenidos en la tabla 3.2, se observa lo siguiente:

- Para cada incremento de caudal, el caudalímetro electromagnético ofrece medidas estables, mientras que el ADCP ofrece medidas que oscilan con el tiempo.
- La diferencia absoluta del nivel de la lámina de agua varía entre -1,0 cm y -0,3 cm lo que representa una variación relativa entre el -3,1 % y -0,9 % del nivel del limnómetro nº 1, valores que se pueden considerar relativamente bajos.
- En cuanto al caudal, la diferencia absoluta varía entre -1,10 l/s y 2,29 l/s lo que representa una variación relativa entre el -34,8% y el 44,7% del caudal medido mediante el caudalímetro electromagnético, valores que se pueden considerar altos.
- Al representar los caudales obtenidos mediante el caudalímetro electromagnético y la diferencia relativa de los caudales (Figura 3.5) se observa que a medida que se supera el caudal de 12 l/s que corresponde a un calado de 30 cm, la diferencia relativa se reduce y oscila entre -7,3% l/s y 12,7%.

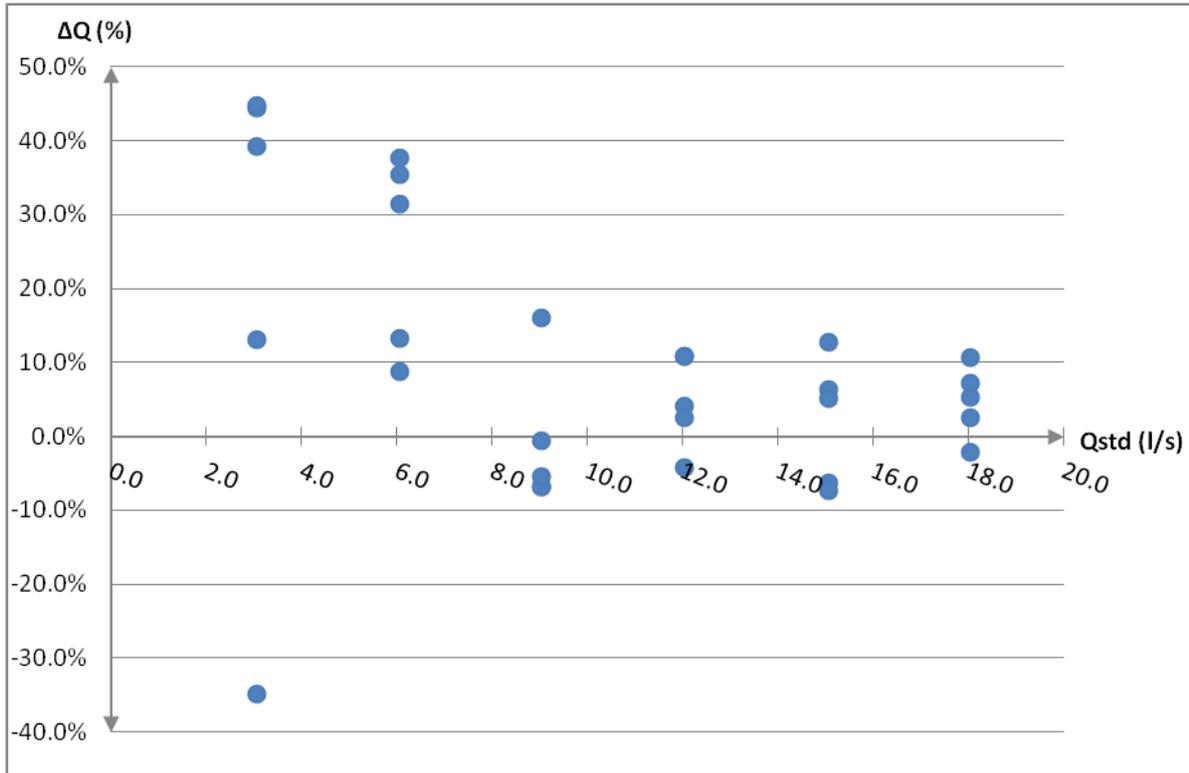


Figura 3.5 Q std en función de ΔQ

Del mismo modo, representando las alturas obtenidas mediante el limnómetro nº 1 y la diferencia relativa de las alturas (Figura 3.6) se observa que la diferencia relativa no se reduce a medida que aumenta el calado y el caudal.

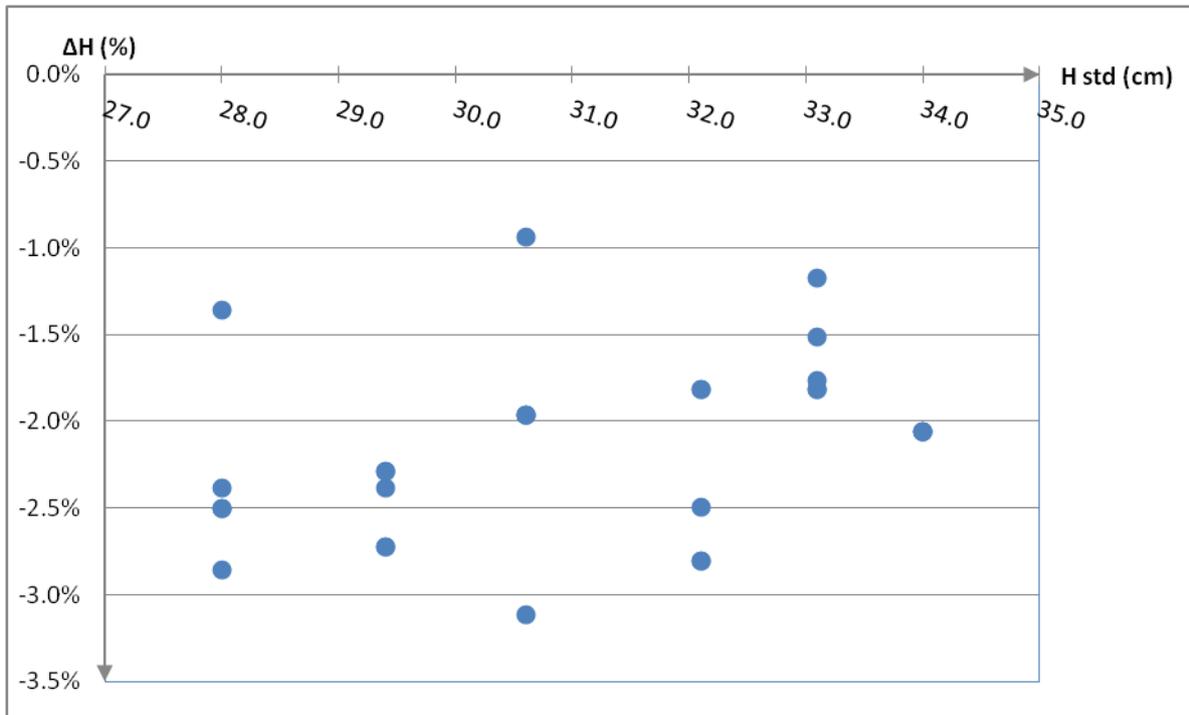


Figura 3.6 H std en función de ΔH

3.7 Obtención teórica de la curva de gasto

Con el objetivo de realizar una comparación entre las dos metodologías de aforo de caudal en lámina libre mediante curva de gasto y perfilador acústico Doppler, se procede a la obtención de una curva de gasto teórica mediante las ecuaciones del flujo gradualmente variado.

Como paso previo, se calcula el calado y_2 (Figura 3.7) correspondiente a cada caudal de ensayo mediante la fórmula del vertedero de pared delgada.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{2/3} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Siendo el C_d coeficiente de descarga de la ecuación de Rehbock

$$C_d = 0,611 + 0,075 \cdot \frac{H}{P} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

b ancho del vertedero en metros

g aceleración de la gravedad m/s^2

H carga hidráulica sobre el vertedero en metros

P altura del vertedero en metros (27,5 cm)

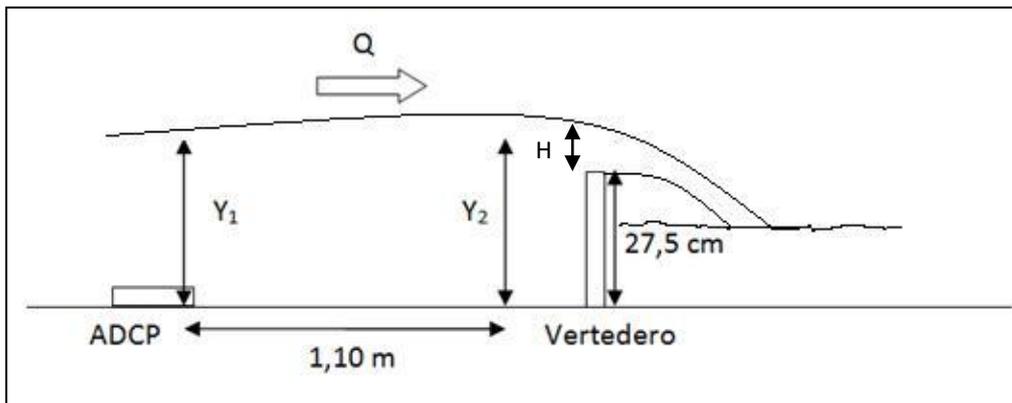


Figura 3.7 Esquema del canal de laboratorio

Resolviendo las ecuaciones 3.3 y 3.4 para cada caudal de ensayo se obtienen los resultados en la Tabla 3.3

Siendo el calado “ Y_2 teórico” la suma de la altura del vertedero con la carga hidráulica H sobre el vertedero, e “ Y_2 medido” es el calado obtenido mediante el limnómetro nº 2.

Tabla 3.3 Cálculos de Y_2 teórico

Q (l/s)	H (m)	Cd	Y_2 teórico (m)	Y_2 medido (m)	Diferencia Y_2 teórico y medido (m)
3,07	0,031	0,619	0,306	0,301	0,005
6,07	0,049	0,624	0,324	0,315	0,009
9,02	0,063	0,628	0,338	0,328	0,010
12,03	0,076	0,632	0,351	0,343	0,008
15,06	0,088	0,635	0,363	0,355	0,008
18,03	0,099	0,638	0,374	0,365	0,009

Se observa que las diferencias entre Y_2 teórico y medido son completamente aceptables.

Una fuente de los errores observados entre Y_2 teórico y medido radica en la sección de medida de Y_2 , la cual debe ubicarse en función de la carga H a una cierta distancia aguas arriba del vertedero. Por tanto la sección de medida de Y_2 sería variable en cada caudal de ensayo.

Otra fuente de errores, se debe a que el vertedero utilizado durante el ensayo no era un verdadero vertedero de pared delgada con borde biselado, ni disponía de una aireación. Lo que implica que las ecuaciones aplicadas en este ensayo, para obtener Y_2 teórico, no se ajustan exactamente a este tipo de vertedero.

Una vez obtenidos los calados Y_2 teóricos, se procede a su vez a calcular los calados Y_1 teóricos mediante la ecuación del flujo gradualmente variado (curva de remanso).

La pendiente del canal durante el ensayo ha sido 2,0 % y se ha considerado un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,009 al tratarse de un canal de laboratorio con paredes de vidrio. Además, se comprueba que los resultados calculados son poco sensibles a variaciones razonables de dicho número de Manning.

Para todos los caudales de ensayo la pendiente es fuerte y el régimen es lento.

Para los cálculos de los calados Y_1 teóricos se consideran los siguientes criterios:

- Curva de Remanso tipo F1,
- Condiciones de entorno: en $x = 0$, $y = Y_2$
- Criterio de signos: $\Delta x < 0$, $\Delta y < 0$

Al integrar la ecuación de la curva de remanso se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 3.4 Cálculos de Y_1 teórica

Q (l/s)	Y2 teórico (m)	Y1 teórico (m)	Y1 medido (m)	Diferencia Y1 teórico y medido (m)
3,07	0,306	0,283	0,280	0,003
6,07	0,324	0,300	0,294	0,006
9,02	0,338	0,314	0,306	0,008
12,03	0,351	0,327	0,321	0,006
15,06	0,363	0,338	0,331	0,007
18,03	0,374	0,349	0,340	0,009

Se observa que las diferencias entre Y_1 teórico y medido son igualmente aceptables.

Representando los calados Y_1 teóricos en función del caudal se obtiene la curva de gasto teórica del canal de laboratorio, en la sección donde se ubica el ADCP.

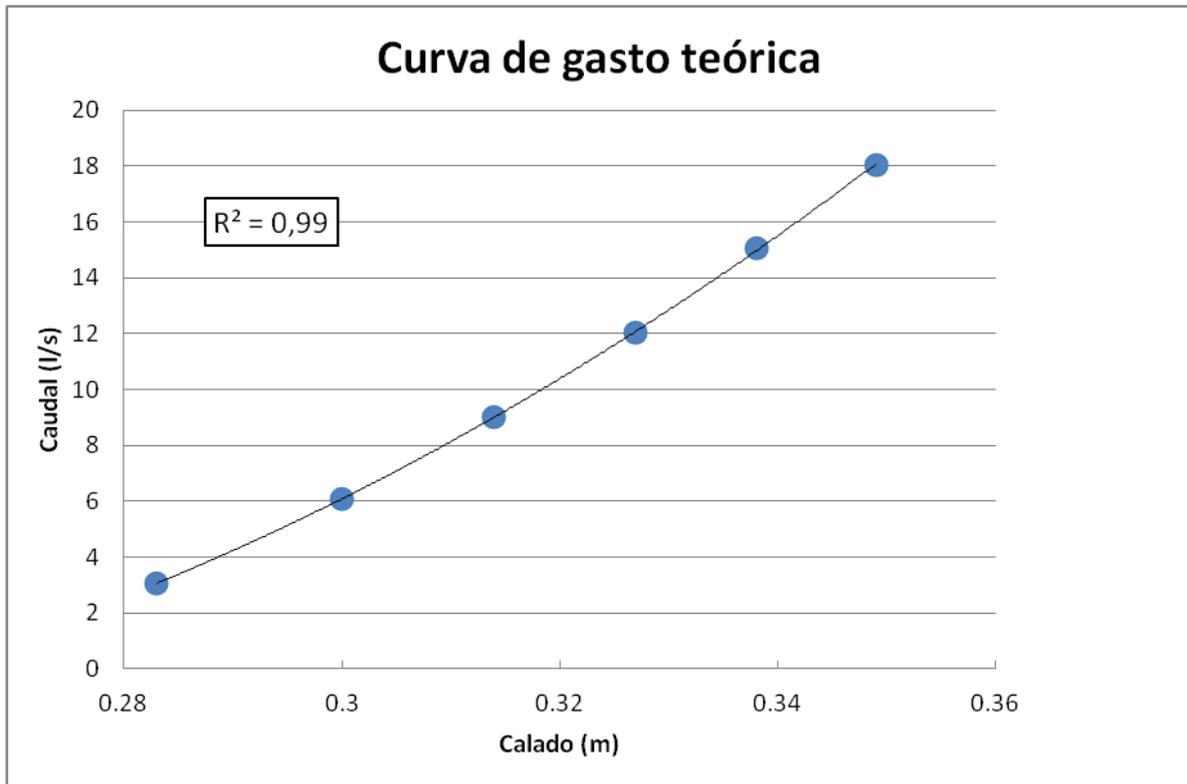


Figura 3.8 Curva de gasto teórica del canal de laboratorio

3.8 Contraste teórico-experimental

Una vez obtenida la curva de gasto del canal de laboratorio en la sección donde se ubica el ADCP, se procede a contrastar los resultados obtenidos mediante el ADCP con dicha curva.

Para ello, se representan gráficamente en la Figura 3.9 la curva de gasto teórica, los datos del ADCP y los datos medidos.

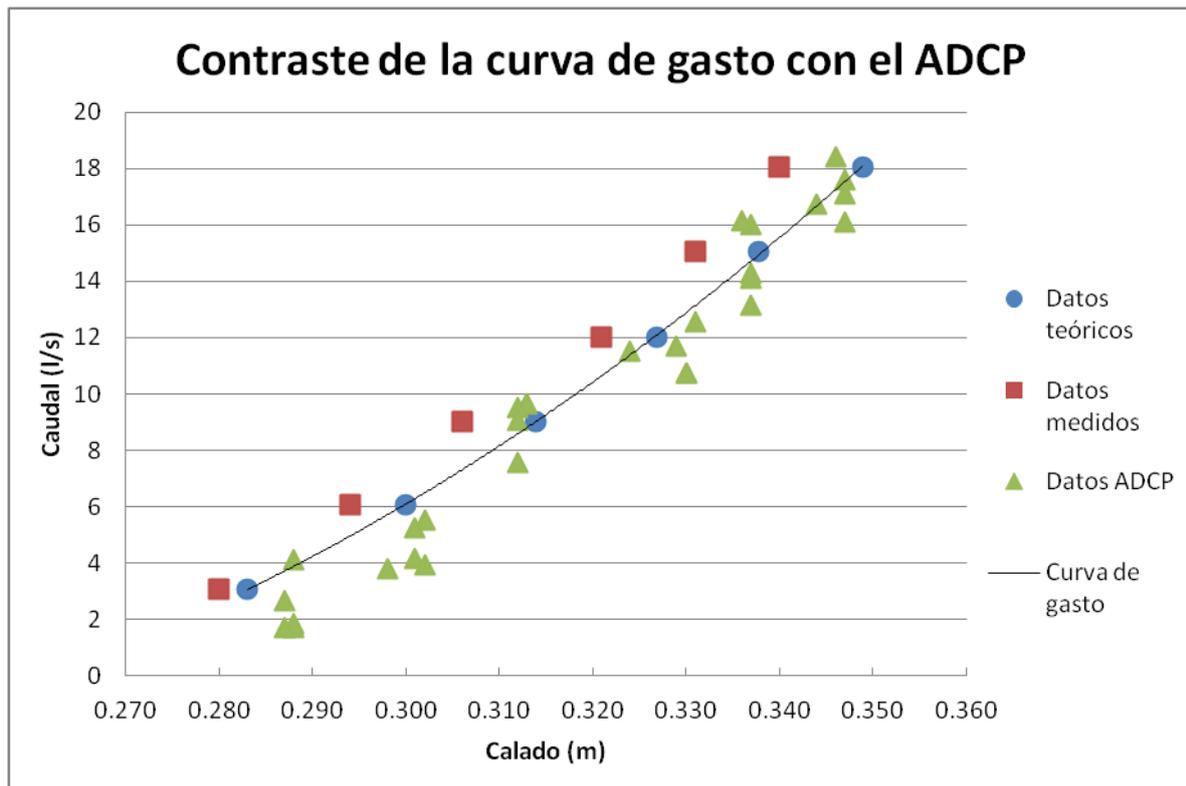


Figura 3.9 Contraste de la curva de gasto con el ADCP

Analizando la Figura 3.9 se observa que los resultados obtenidos mediante el ADCP y la curva de gasto son muy próximos, salvo para los caudales correspondientes a calados inferiores a 0,30 m donde el ADCP tiende a subestimar el caudal.

Para los calados superiores a 0,30 m el ADCP presenta resultados que oscilan alrededor de la curva de gasto, pero con diferencias relativamente bajas.

Los datos medidos representan una tendencia similar a la curva de gasto pero con un pequeño distanciamiento constante, que se debe probablemente a un error sistemático durante la medición mediante el limnómetro nº1.

Una posible fuente de los errores observados entre la curva de gasto teórica y las experimentales está en la propia obtención de la curva teórica, la pendiente del canal es fuerte para todos los caudales ensayados, resultando aguas arriba del vertedero una curva F1, de perfil bastante abrupto; esto hace que los posibles errores se manifiesten más que si el canal fuese de pendiente suave u horizontal.

3.9 Conclusión

Considerando el análisis de los resultados del ensayo experimental, se observa que a partir de un calado superior a 30 cm, la diferencia relativa del caudal se reduce y oscila entre -7,3% y 12,7%, y la diferencia relativa del nivel oscila entre -3,1% y -0,9%.

Teniendo en cuenta los posibles errores de la instrumentación utilizada como referencia para el ensayo experimental, se puede concluir que el ADCP reproduce correctamente las medidas obtenidas.

Asimismo mediante la campaña experimental en laboratorio, se valida el funcionamiento del ADCP y se procede en el siguiente capítulo al análisis de su funcionamiento en campo.

Capítulo IV: ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL ADCP EN RÍOS DE LA REGIÓN DEL QUEBEC

Capítulo IV. Análisis del funcionamiento del ADCP en ríos de la región del Quebec.

4.1 Introducción

El presente capítulo viene a complementar el anterior, analizando datos recolectados mediante ADCP instalados en tres ríos localizados en la región del Quebec, en Canadá.

La provincia de Quebec se ubica en Canadá, al Noroeste de América del Norte, entre la provincia de Ontario y las provincias del Atlántico, y al Norte de varios estados de EE. UU.

El principal río es el San Lorenzo, que discurre por el centro de la provincia, comunicando la región de los Grandes Lagos con el Océano Atlántico, y permanece helado desde noviembre hasta marzo.

La provincia del Quebec tiene tres regiones climáticas principales:

Quebec meridional y occidental, donde se concentran la mayoría de ciudades y la densidad de población es más alta; el clima es continental húmedo (clasificación climática de Köppen Dfb) con veranos cálidos y húmedos e inviernos fríos y con alta densidad de nieve. Debido a la influencia de los núcleos tormentosos de Norteamérica y del Océano Atlántico, las precipitaciones son abundantes a lo largo del año, con una densidad de precipitaciones de más de 1.000 milímetros, incluyendo más de 300 centímetros de nieve. Durante el verano pueden presentarse fenómenos climáticos severos, principalmente tornados y tormentas eléctricas.

Quebec central tiene un clima subártico (Köppen Dfc). Los inviernos son largos y unos de los más fríos de Canadá, mientras que los veranos son cálidos aunque muy cortos debido a una latitud más alta y a la mayor influencia de las masas de aire árticas. Las precipitaciones son algo menores que en el área meridional, excepto en las cotas altas.

Las regiones nórdicas de Quebec tienen un clima ártico (Köppen ET), con inviernos muy fríos. Las influencias principales en esta zona son las corrientes del océano ártico y las masas de aire continentales del polo ártico.

4.2 Objetivo

Calibrado y validado el dispositivo en la campaña experimental de laboratorio, se procede a continuación a ponerlo en práctica en los tres emplazamientos fluviales seleccionados en el estudio. Para ello, habría que obtener mediante las formulaciones clásicas de la hidráulica, las correspondientes curvas de gasto, de forma análoga a lo hecho en el laboratorio. Con ello, se procedería a comparar los caudales obtenidos por esta vía con los arrojados mediante el empleo del ADCP junto con el método del índice de velocidad. Sin embargo, no ha sido posible alcanzar este objetivo de la tesina, pues en el estadio en el que se encuentra el proyecto de investigación en la Escuela de Tecnología Superior de Montréal no se dispone todavía de la caracterización hidráulica de los correspondientes tramos, a realizar en fases posteriores. Es por ello, que de cara a satisfacer parcialmente los objetivos del trabajo, el procedimiento alternativo seguido es el que se esboza a continuación y que se describe en el apartado 4.5 de Metodología.

Conocido este hecho, lo que se plantea en este capítulo es totalmente equivalente desde el punto de vista procedimental a lo inicialmente previsto.

Para ello en este contexto, se calibra una curva de gasto mediante el 65% de la serie de caudales obtenidas mediante el ADCP y los calados asociados obtenidos mediante el limnómetro.

Una vez obtenida la curva de gasto, y a partir de los calados medidos con el limnómetro se estiman los caudales que no han sido utilizados durante la calibración. Posteriormente se comparan los caudales medidos mediante el ADCP con los caudales estimados mediante la curva de gasto.

Asimismo, evaluando las discrepancias entre los caudales estimados con la curva de gasto y los caudales medidos por el ADCP, se determina si la curva de gasto es capaz de reproducir las medidas obtenidas por el ADCP.

Este trabajo será desarrollado separada y sucesivamente en los periodos de crecida, en la rama ascendente, la rama descendente y el estiaje.

Por otra parte se realiza un análisis cualitativo de las curvas de gasto durante la presencia de hielo en la superficie de los ríos, algo común en los ríos analizados.

4.3 Descripción de los tres tramos de estudio

Los tres ríos objeto de este estudio se ubican en la cuenca vertiente del río Saint-Maurice, un afluente de la ribera norte del río San Lorenzo (figura 4.1), en la zona climática continental húmedo, donde las temperaturas y las precipitaciones medias anuales disminuyen gradualmente hacia el norte del territorio, 4,9°C y 1099 mm en Trois-Rivières; 0,8°C y 833 mm en réservoir Gouin (Direction des réseaux atmosphériques, 1991).

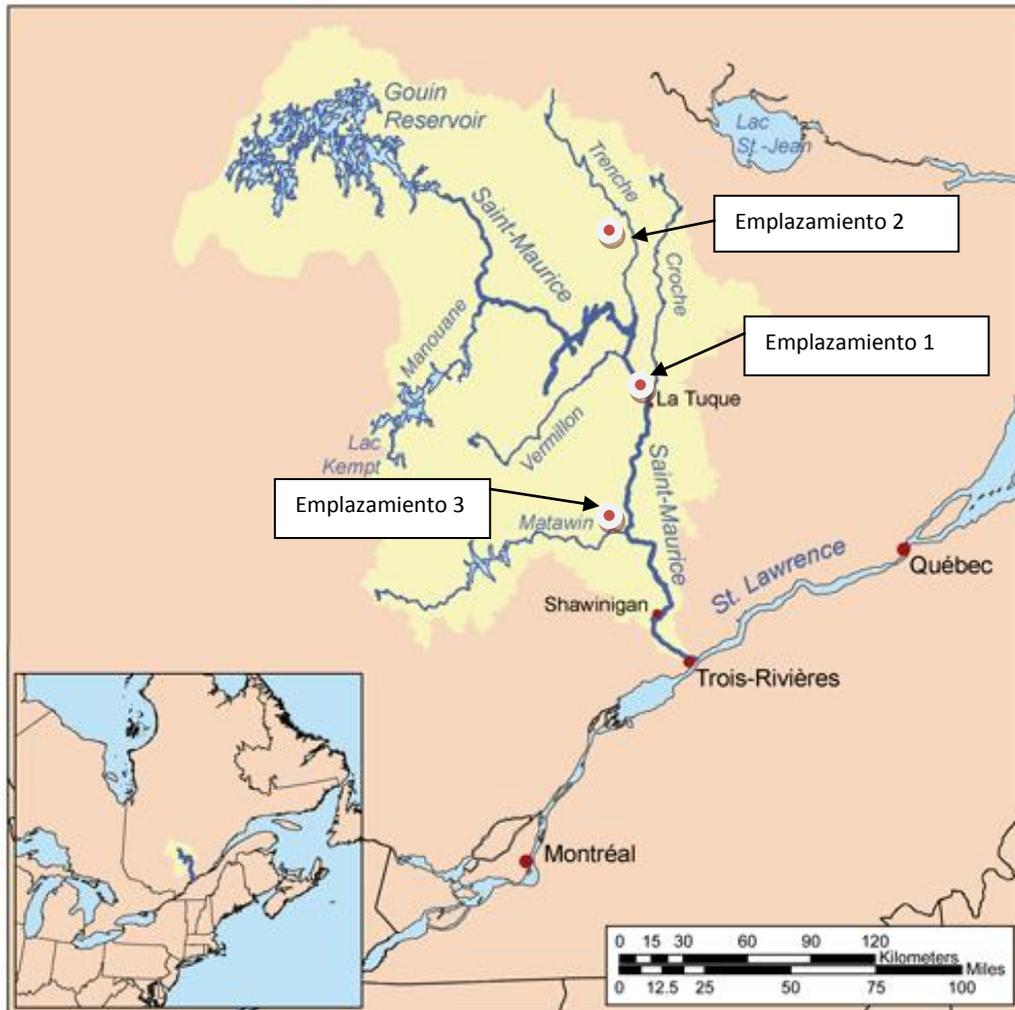


Figura 4.1 Ubicación de la cuenca Saint-Maurice y los tres emplazamientos de estudio (Wikimedia Commons)

El ciclo hidrológico de la región es consecuente con su tipo de clima. El periodo de estiaje se sitúa de julio a septiembre, la crecida primaveral empieza en marzo, y los caudales más fuertes se alcanzan generalmente en el mes de abril. Este tipo de flujo corresponde a un régimen nivo-pluvial, es decir, con un máximo principal en primavera producido por la fusión de la nieve y otros máximos secundarios en otoño de origen pluvial, y dos periodos de

estiaje, en verano e invierno. Sin embargo, numerosas presas regulan el flujo del agua lo que modifica el régimen de los ríos.

4.3.1 Características del emplazamiento 1

El río del emplazamiento 1 es un afluente del río Saint-Maurice y se ubica cerca del pueblo La Tuque (Figura 4.1).

Los datos meteorológicos anuales (del 1971/01/01 hasta 2000/12/31) del emplazamiento 1 son:

Temperatura mínima	-3,5 °c	Lluvia	793,5 mm
Temperatura media	2,2 °c	Nieve	320,4 mm
Temperatura máxima	7,9 °c	Precipitación total	1114 mm

La cuenca vertiente del río del emplazamiento 1 es 1263 km²

La sección transversal del río en el emplazamiento estudiado es la siguiente:

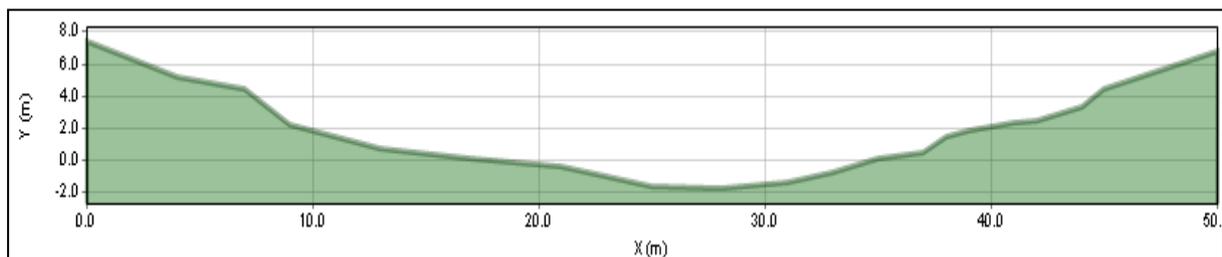


Figura 4.2 sección transversal del río en el emplazamiento 1

4.3.2 Características del emplazamiento 2

El río del emplazamiento 2 es un afluente del río Trenche (Figura 4.1).

Los datos meteorológicos anuales (del 1971/01/01 hasta 2000/12/31) del emplazamiento 1 son:

Temperatura mínima	-4,6 °c	Lluvia	672,7 mm
Temperatura media	1,5 °c	Nieve	267,1 mm
Temperatura máxima	7,7 °c	Precipitación total	939,7 mm

La cuenca vertiente del río del emplazamiento 2 es 2662 km²

La sección transversal del río en el emplazamiento estudiado es la siguiente:

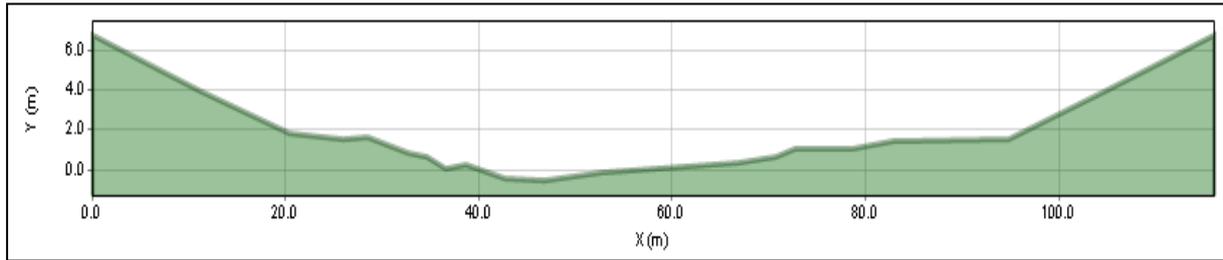


Figura 4.3 sección transversal del río en el emplazamiento 2

4.3.3 Características del emplazamiento 3

El río del emplazamiento 3 es un afluente del río Saint-Maurice y se ubica cerca del pueblo Shawinigan (Figura 4.1).

Los datos meteorológicos anuales (del 1971/01/01 hasta 2000/12/31) del emplazamiento 3 son:

Temperatura mínima	-2,9 °c	Lluvia	821,1 mm
Temperatura media	3,2 °c	Nieve	259,8 mm
Temperatura máxima	9,3 °c	Precipitación total	1080,9 mm

La cuenca vertiente del río del emplazamiento 3 es 195 km²

La sección transversal del río en el emplazamiento estudiado es la siguiente:

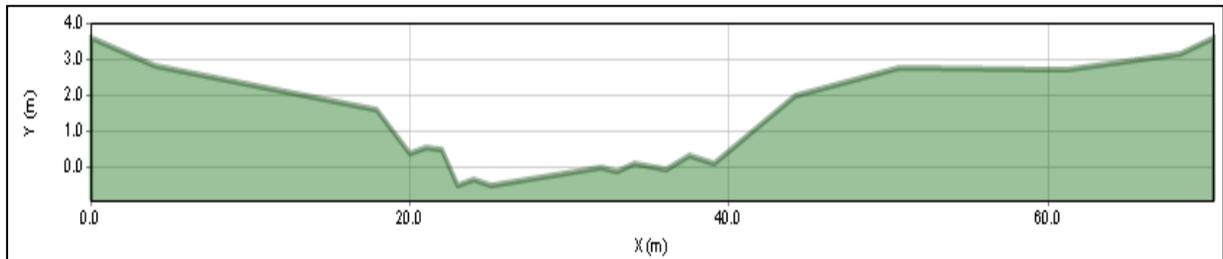


Figura 4.4 Sección transversal del río en el emplazamiento 3

4.4 Descripción de los elementos utilizados

Para realizar los ensayos se han utilizado los siguientes instrumentos:

- Un ADCP tipo Argonaut SW fijado permanentemente en el fondo del río, para medir el calado y la velocidad en un punto del río cada 15 minutos (Figura 4.6), y con la opción de detectar la formación del hielo en la superficie del río, gracias a un algoritmo instalado en el propio aparato.

- ADCP Rio Grande instalados sobre flotador (Figura 4.5) que efectúa varias travesías en diferentes momentos del año de una orilla a otra para obtener una serie de medidas de la velocidad media en la sección donde está instalado el ADCP fijo (Figura 4.6) y de este modo estimar la recta del índice de velocidad tal como se ha indicado en el capítulo 2.



Figura 4.5 ADCP sobre flotador en funcionamiento (Hydro-Quebec)

- Por otro lado, se ha instalado un limnómetro tipo burbuja, equipado con un transductor de presión para medir el nivel del río.

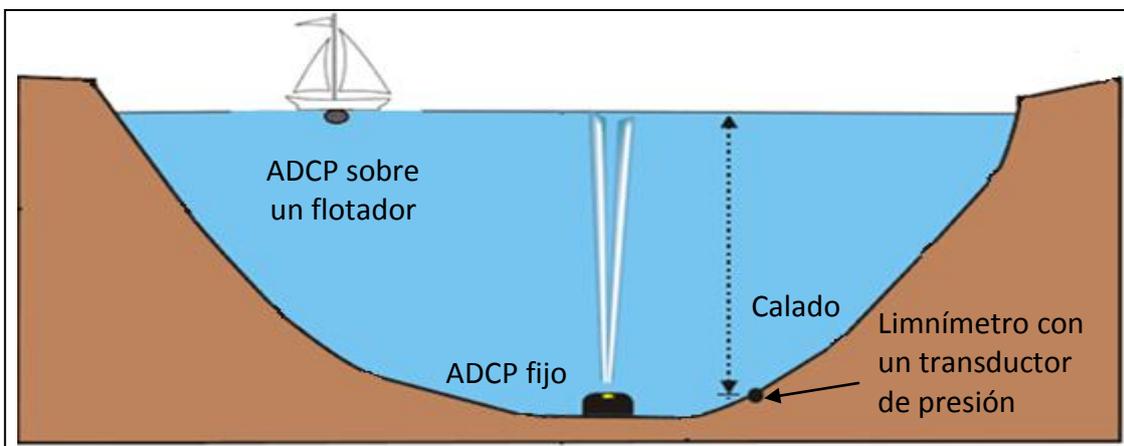


Figura 4.6 Esquema emplazamiento de la instrumentación utilizada

4.5 Metodología

En el presente estudio, se siguen las recomendaciones del USGC para aforar cauces naturales mediante la tecnología Doppler utilizando el método del índice de velocidad.

Para ello, se instala el ADCP tipo Argonaut SW en el fondo del cauce, con una protección contra los rayos y un sistema neumático que inyecta aire a presión cuando el ADCP se encuentra enterrado por sedimentos.

El ADCP fijo mide la velocidad y el calado solamente en una parte de la sección transversal del canal.

Para obtener la velocidad media, se utiliza el ADCP RioGrande instalado sobre un flotador que realiza cuatro travesías en diferentes momentos del año de una orilla a otra para obtener una serie de medidas de la velocidad media en la sección donde está instalado el ADCP fijo.

De tal modo, al representar la velocidad del ADCP fijo (índice de velocidad) en función de la velocidad obtenida mediante el ADCP instalado sobre el flotador (velocidad media), se obtiene la gráfica de la recta del índice de velocidad para los tres emplazamientos.

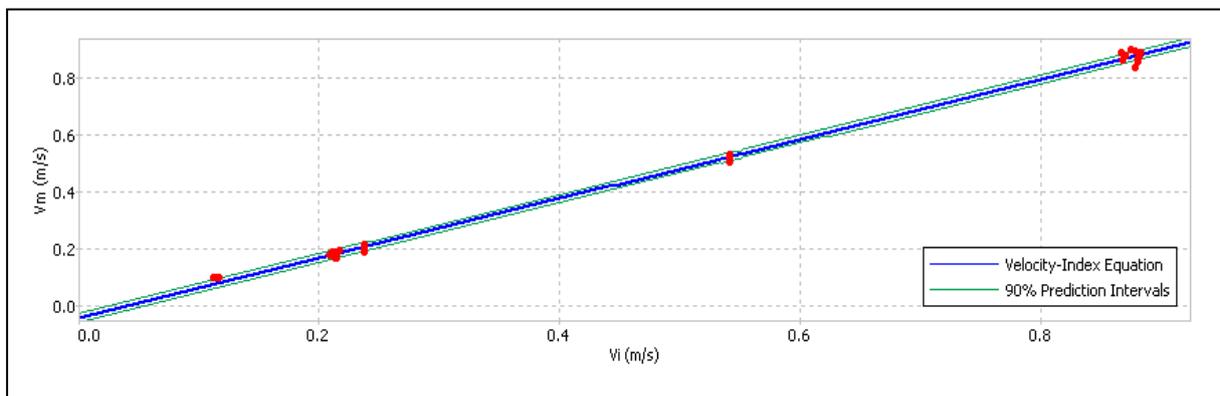


Figura 4.7 Representación de la velocidad índice en función de la velocidad media en el emplazamiento 1

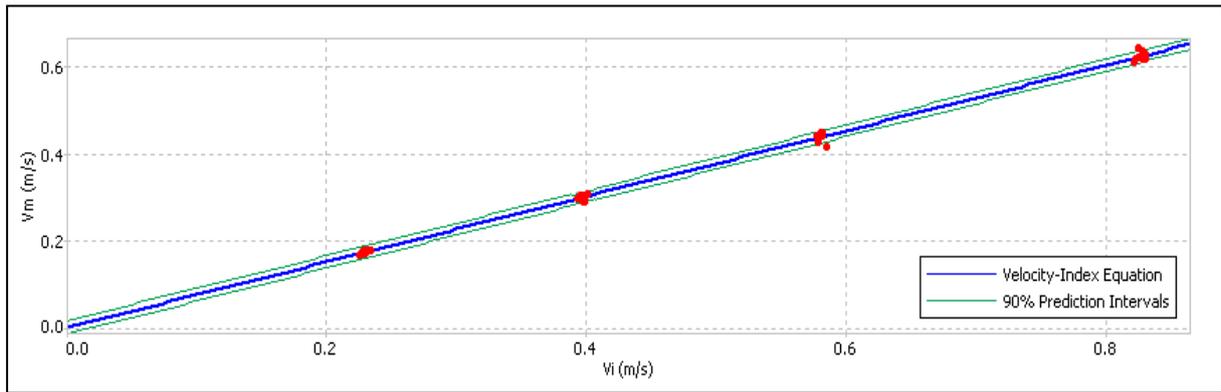


Figura 4.8 Representación de la velocidad índice en función de la velocidad media en el emplazamiento 2

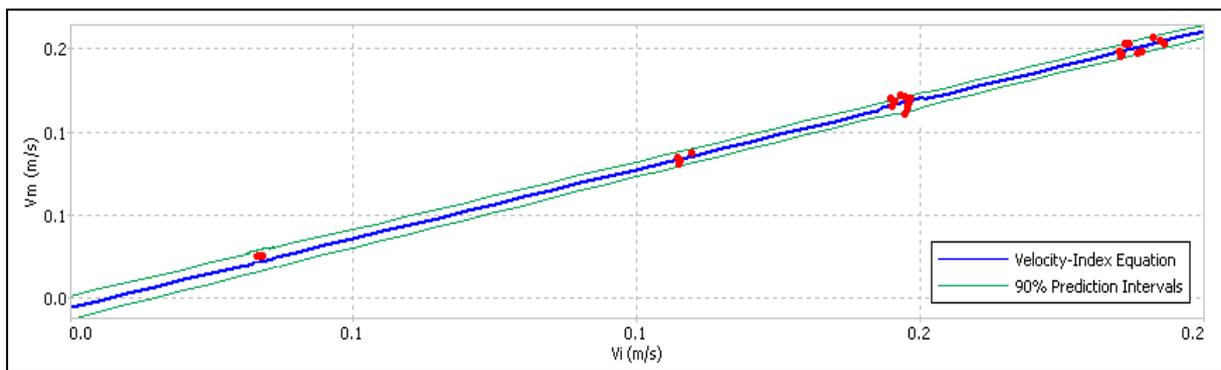


Figura 4.9 Representación de la velocidad índice en función de la velocidad media en el emplazamiento 3

Una vez obtenida la ecuación de la recta del índice de velocidad mediante una regresión lineal, se introduce en la configuración interna del ADCP fijo, de modo que conocida la geometría de la sección del cauce y el calado, el ADCP es capaz de proporcionar el caudal.

Cabe indicar que las anteriores rectas del índice de velocidad son válidas únicamente para estimar el caudal sin la presencia del hielo en la superficie del río, siendo necesario para la estimación del caudal en su presencia obtener una nueva recta del índice de velocidad en dicha situación, ya que el perfil de velocidad cambia. En el estado actual de la investigación, las operaciones para obtener el índice de velocidad en presencia de hielo no se han realizado, y están programadas para los próximos años.

Asimismo, en el presente estudio, se eliminan las series de caudales obtenidos en presencia de hielo en los tres emplazamientos durante la fase de calibración de la curva de gasto.

Para la obtención de dicha curva, se calibra mediante el 65% de la serie de caudales medidos mediante el ADCP y los calados asociados obtenidos mediante el limnómetro.

Una vez obtenida dicha curva, y a partir de los calados medidos con el limnómetro, se estiman los caudales que no han sido utilizados durante la calibración. Posteriormente se

comparan los caudales medidos mediante el ADCP con los caudales estimados mediante la curva de gasto.

Asimismo, desde un punto de vista cualitativo, se realiza una comparación en presencia de hielo en la superficie para analizar su efecto.

Por otra parte, para reducir los errores durante la estimación del caudal mediante la curva de gasto, se han eliminado las medidas anómalas para obtener unas series de datos depurados que permiten calibrar las curvas de gasto en cada emplazamiento.

Se entiende por medidas anómalas, aquellos caudales obtenidos mediante el ADCP que representan una discontinuidad brusca en un hidrograma mientras existe una continuidad en el limnógrafo obtenido con el limnómetro, ejemplo en la Figura 4.10.

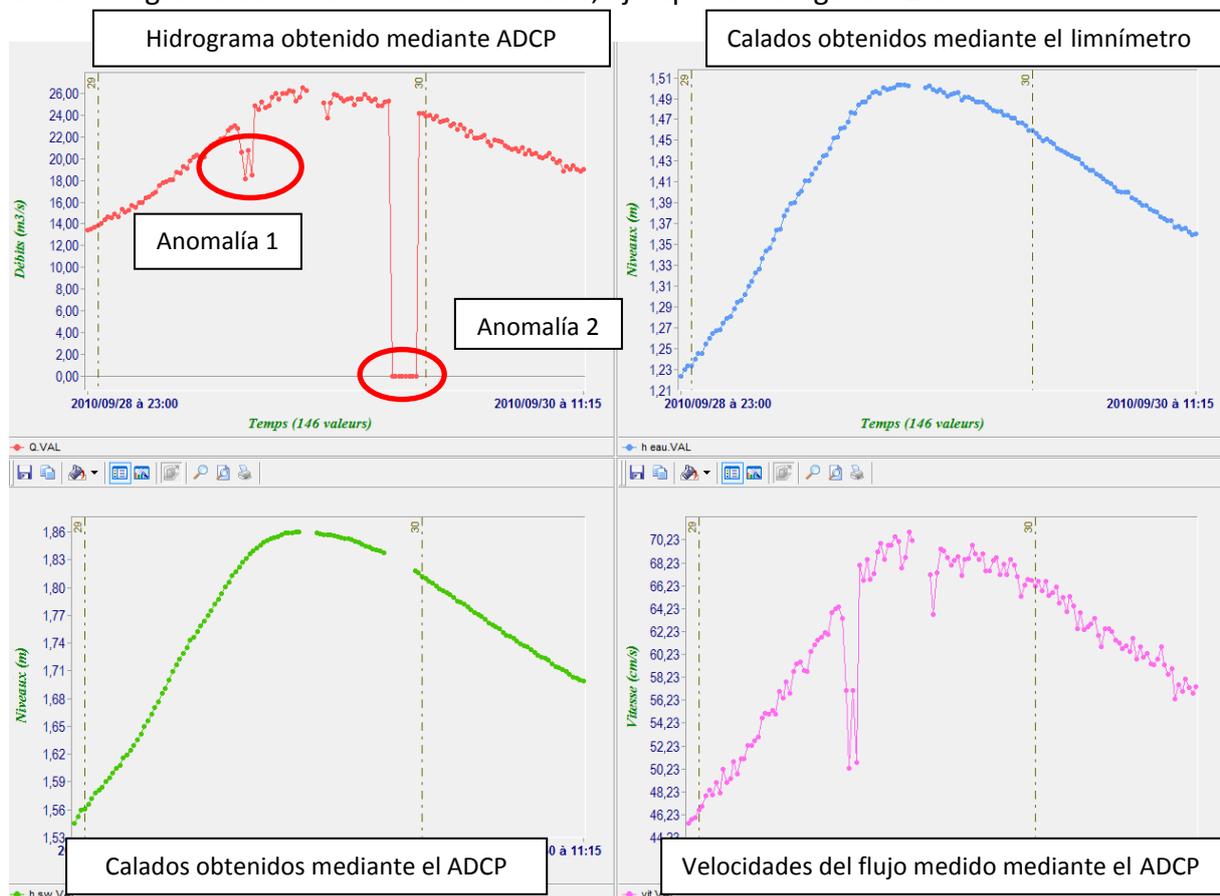


Figura 4.10 Ejemplo de anomalías en los datos de caudal medidos mediante el ADCP

En la Figura 4.10 se representan cuatro gráficas del mismo periodo, donde se observan dos tipos de anomalías. La primera se debe a una perturbación temporal en la velocidad del flujo mientras en las dos gráficas de los calados se mantienen estables. La segunda anomalía se

debe al fallo del sensor del ADCP que mide el nivel de agua, mientras que en la gráfica de los niveles medidos mediante el limnómetro no existe discontinuidad.

Siguiendo este proceso se han eliminado todos los datos anómalos para obtener una serie de datos depurados de las series de los tres tramos de ríos, para calibrar la curva de gasto y comparar los caudales estimados con los caudales medidos.

Para más objetividad en la comparación de los caudales obtenidos mediante la curva de gasto con los caudales medidos mediante el ADCP, se ha establecido un índice para apreciar la concordancia entre los caudales medidos y aquellos estimados por la curva de gasto:

$$\text{Error relativo} = \left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left| \frac{Q_{\text{medido}}(i) - Q_{\text{estimado}}(i)}{Q_{\text{medido}}(i)} \right| \right) \times 100\%$$

Siendo:

$Q_{\text{medido}}(i)$: Caudal medido mediante el ADCP en el instante i (m^3/s)

$Q_{\text{estimado}}(i)$: Caudal estimado mediante la curva de gasto en el instante i (m^3/s)

N : Número de medidas

La estimación del caudal de punta en la crecida es muy importante en hidrología para la previsión de las crecidas así como para el diseño y la gestión de los embalses. Para ello, se define un índice relacionado con la precisión de la estimación del caudal de punta mediante la relación siguiente:

$$RQ_p = \left(1 - \frac{Q_{\text{medido,p}}}{Q_{\text{estimado,p}}} \right) \times 100\%$$

Siendo:

$Q_{\text{medido,p}}$: Caudal de punta medido mediante el ADCP (m^3/s)

$Q_{\text{estimado,p}}$: Caudal de punta estimado mediante la curva de gasto (m^3/s)

La precisión en la estimación del volumen del flujo es esencial para el diseño y la gestión de los embalses. El error sobre la estimación de los volúmenes viene dado mediante la siguiente relación:

$$R_v = \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^N Q_{\text{medido}}(i) \Delta t}{\sum_{i=1}^N Q_{\text{estimado}}(i) \Delta t} \right) \times 100\%$$

Siendo

N : Número de medidas

Δt : Incremento del tiempo (15 minutos en este caso)

4.6 Análisis

4.6.1 Emplazamiento 1

En este emplazamiento existen registros desde el año 2009 hasta agosto de 2011.

Para ello, se calibra una curva de gasto con las series del año 2009 y 2011, que posteriormente se compara con la serie del año 2010. Se procede de tal manera porque en el año 2009 se han registrado caudales muy bajos y en el año 2011 se han registrado caudales altos, de modo que la curva de gasto obtenida será más representativa.

Representando la serie de los caudales en función de la serie de niveles se obtiene la siguiente curva de gasto para el emplazamiento 1:

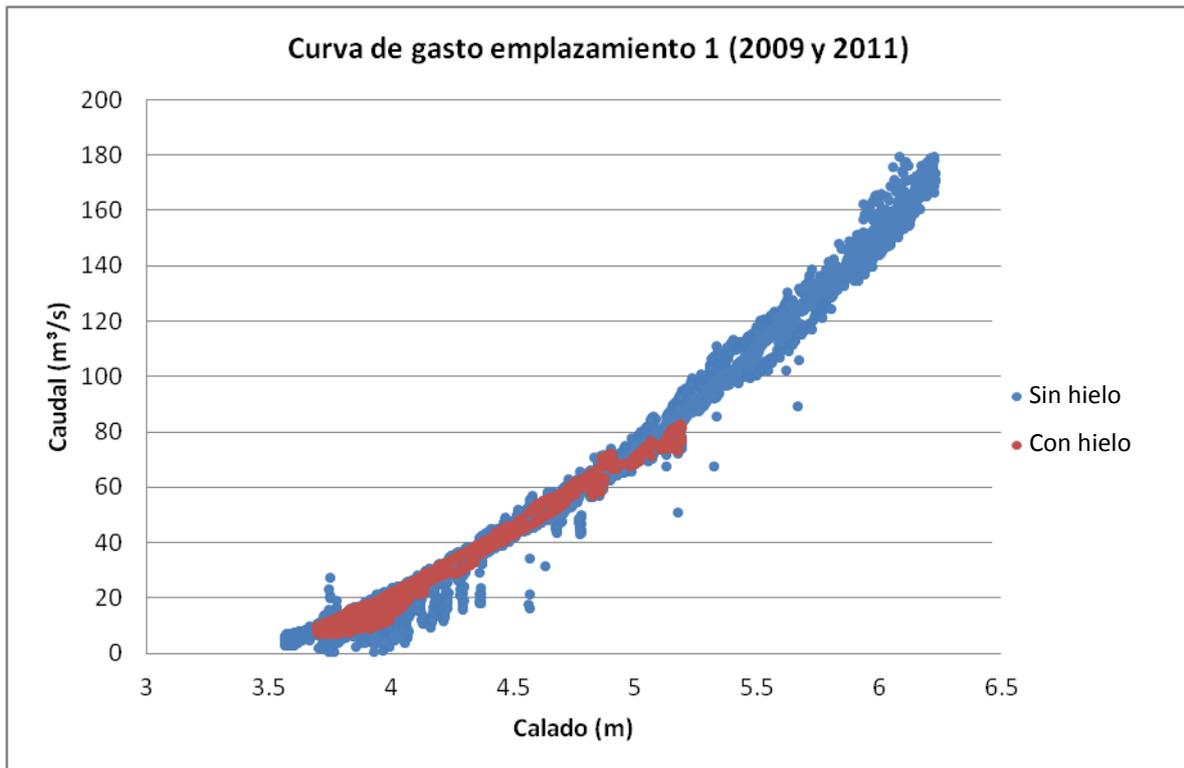


Figura 4.11 Curva de gasto emplazamiento 1 (2009 y 2011)

Eliminando los datos anómalos y los del periodo con presencia de hielo, se obtiene la siguiente curva de gasto:

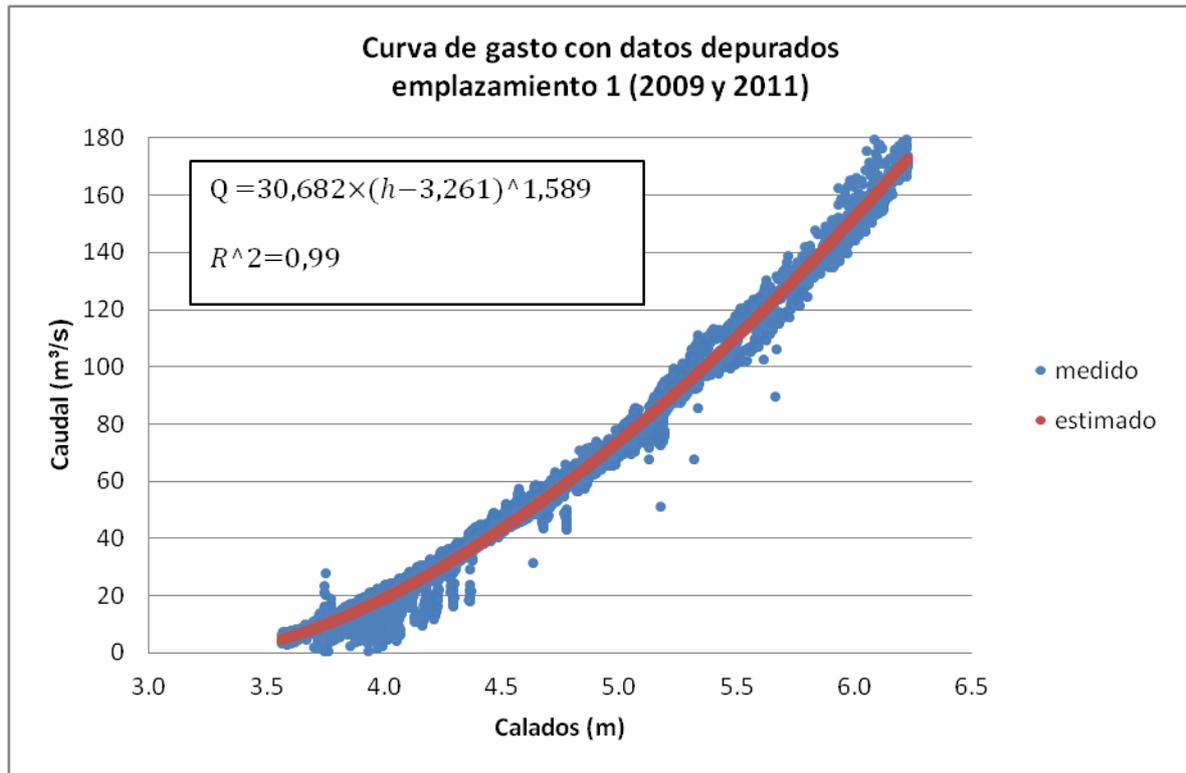


Figura 4.12 Curva de gasto con datos validados emplazamiento 1 (2009 y 2011)

Se observa que al tener una serie grande de datos de caudal, la obtención de la curva de gasto resulta inmediata.

Utilizando la curva de gasto obtenida anteriormente, se estiman los caudales del año 2010 a partir de los datos del limnómetro obteniendo el siguiente hidrograma:

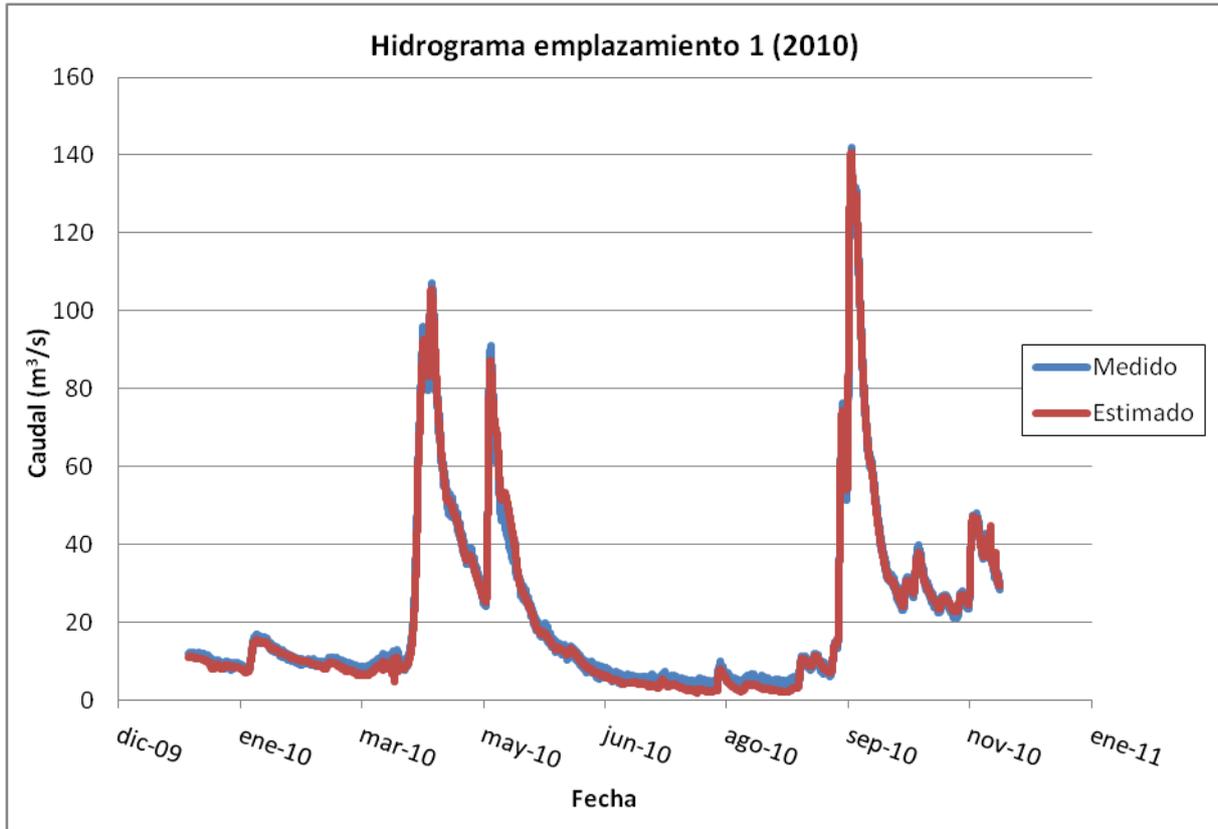


Figura 4.13 Hidrograma emplazamiento 1 (2010)

Los índices obtenidos para el año del 2010 en el emplazamiento 1 son:

Error relativo	10,86 %
RQ _p	- 0,77 %
Rv	-2,26 %

Analizando la Figura 4.13 y los índices obtenidos, se concluye que la curva de gasto reproduce correctamente las medidas obtenidas mediante el ADCP, principalmente durante las crecidas.

En el año 2010 se han registrado dos crecidas, la primera crecida de primavera se inicia en abril y la segunda crecida de otoño se inicia en octubre. Entre las dos crecidas, se registra una larga temporada de estiaje.

Durante la crecida de primavera

Analizando el hidrograma se considera el inicio de la crecida de primavera el 2 de abril y finaliza el 1 de junio.

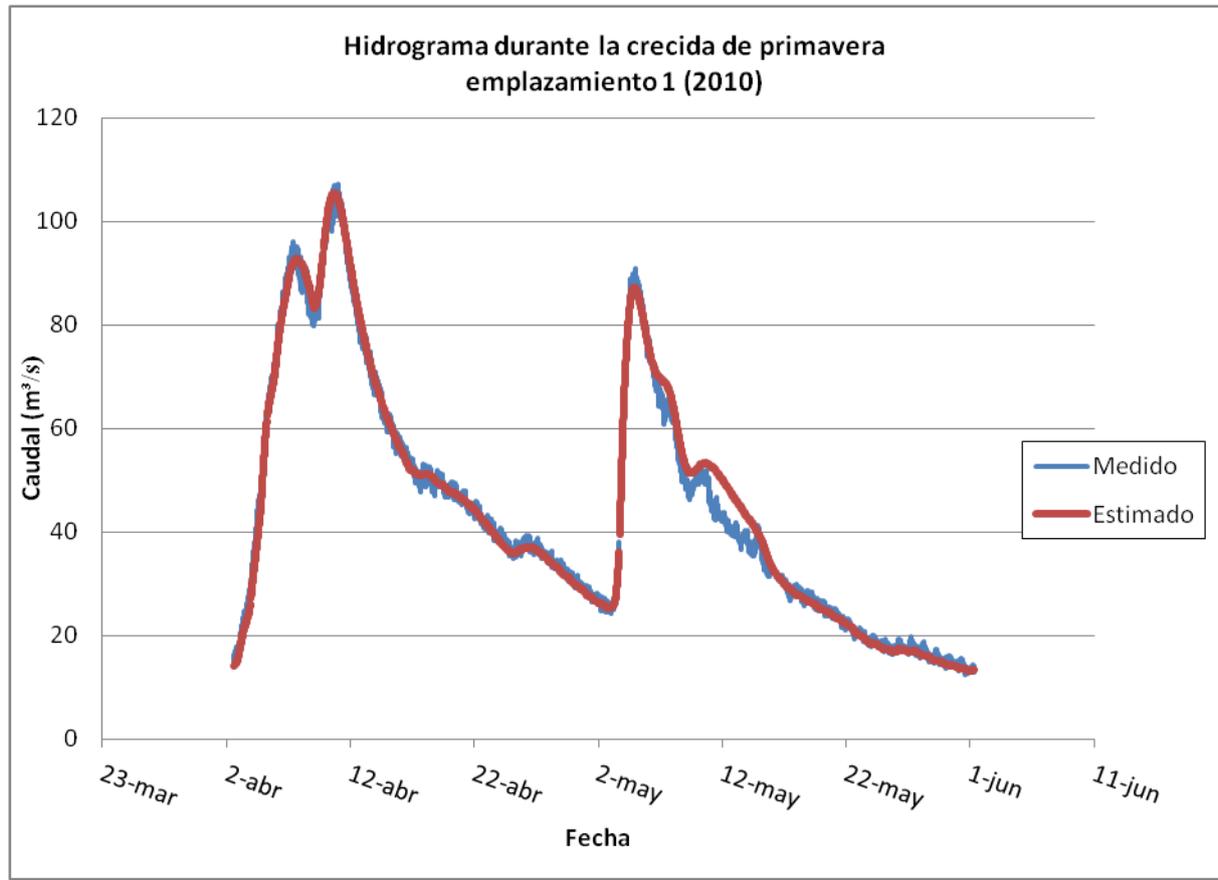


Figura 4.14 Hidrograma durante la crecida de primavera emplazamiento 1 (2010)

Los índices para la crecida de primavera del 2010:

	Crecida	rama ascendente	rama descendente
Error relativo	3,85 %	4,41 %	3,76 %
RQ _p	-1,59 %	-1,59 %	-1,59 %
Rv	0,63 %	-1,16 %	1,11 %

Los índices obtenidos son muy bajos, tanto en la rama ascendente como en la rama descendente.

Asimismo, se observa un efecto de histéresis en la segunda rama descendente, lo que conlleva a una pequeña sobreestimación en los volúmenes.

Se puede concluir que la curva de gasto reproduce correctamente las medidas obtenidas mediante el ADCP durante la crecida.

Durante la crecida de otoño

Analizando el hidrograma se considera el inicio de la crecida de otoño el 20 de septiembre y finaliza el 21 de octubre.

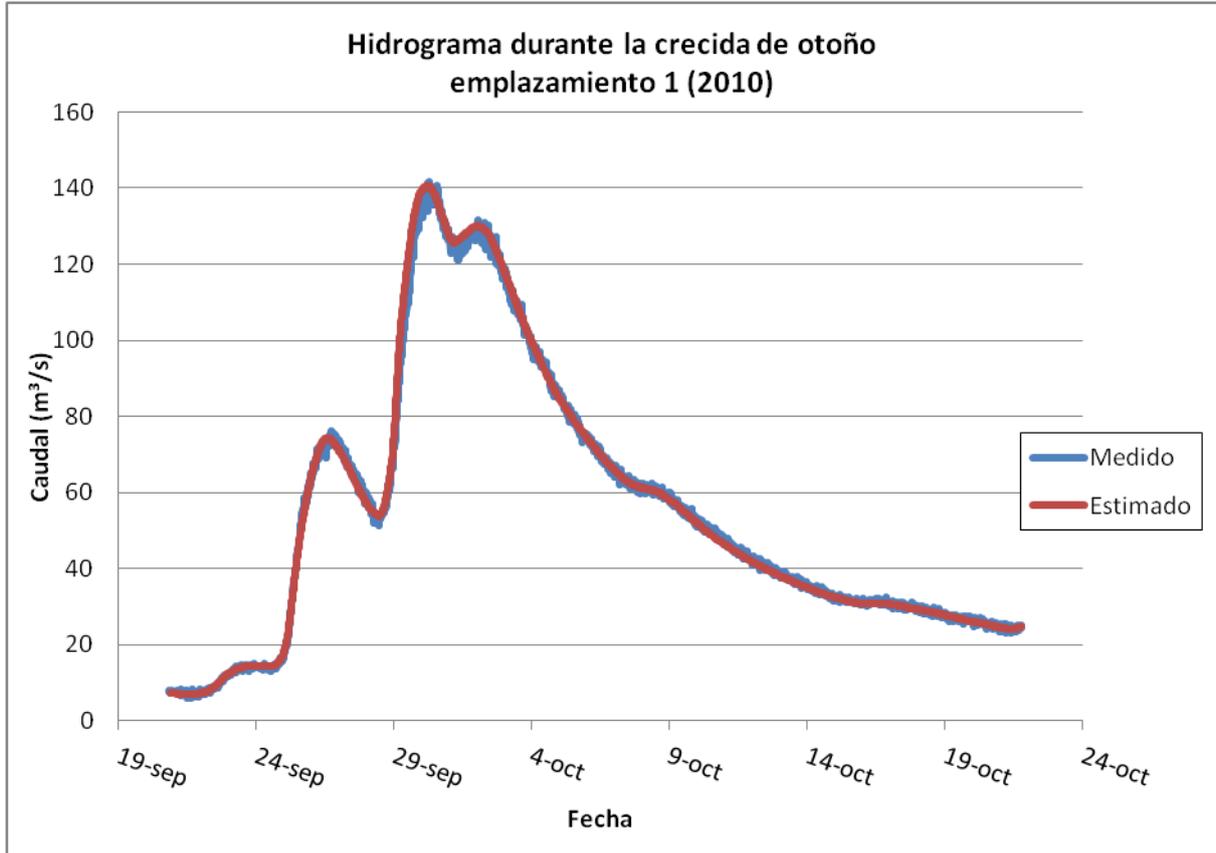


Figura 4.15 hidrograma durante la crecida de otoño emplazamiento 1 (2010)

Los índices para la crecida de otoño del 2010:

	Crecida	rama ascendente	rama descendente
Error relativo	2,01 %	3,35 %	1,42 %
RQ _p	-0,77 %	-0,77 %	-0,77 %
Rv	0,43 %	1,71 %	-0,01 %

Igual que en la crecida primaveral, los índices son muy bajos. Contrariamente a lo que ocurre con la crecida primaveral, no existe un efecto de histéresis.

Durante el estiaje

Analizando el hidrograma se considera el inicio del estiaje el 20 de septiembre y finaliza el 21 de octubre.

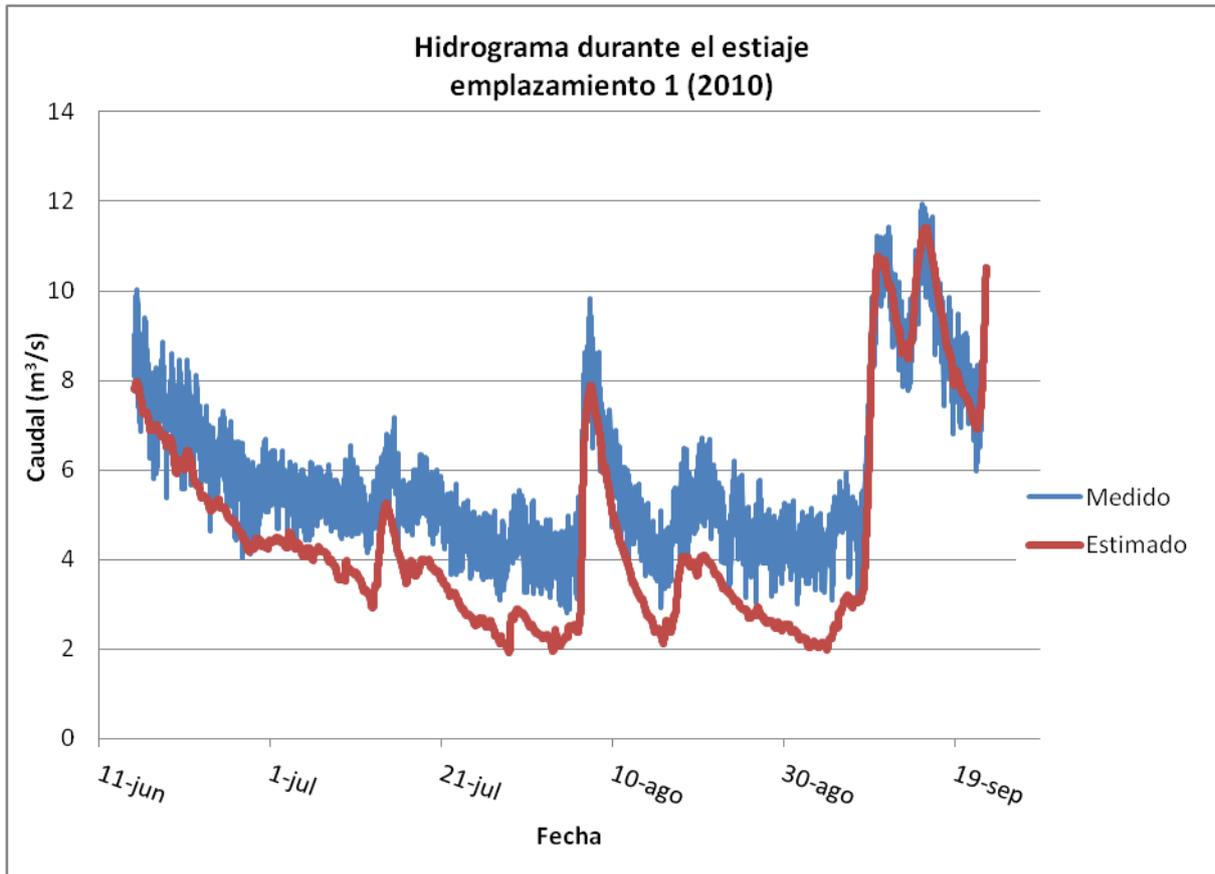


Figura 4.16 hidrograma durante el estiaje emplazamiento 1 (2010)

Los índices para el estiaje del 2010:

Error relativo	26,29 %
RQ _p	-4,65 %
Rv	-28,09 %

En el periodo de estiaje, el error relativo y las relaciones de volúmenes son altos. En el hidrograma anterior se observa que la estimación es peor para caudales menores de 4 m³/s, esto se debe a que la curva de gasto utilizada no se ha calibrado con valores inferiores a 5 m³/s, de allí los valores estimados se deben a una extrapolación de la curva de gasto. Esto demuestra que la extrapolación tiende a provocar errores de estimación.

Análisis durante la presencia de hielo en invierno

Tal como se ha comentado anteriormente, los caudales obtenidos en presencia de hielo no son válidos, a falta de ser corregidos, pero se estima oportuno analizar esta situación desde un punto de vista cualitativo.

Para ello se representan los datos de calado obtenidos mediante el limnómetro en función de los caudales obtenidos mediante el ADCP durante la presencia de hielo durante el invierno y otoño de los años 2009, 2010 y 2011.

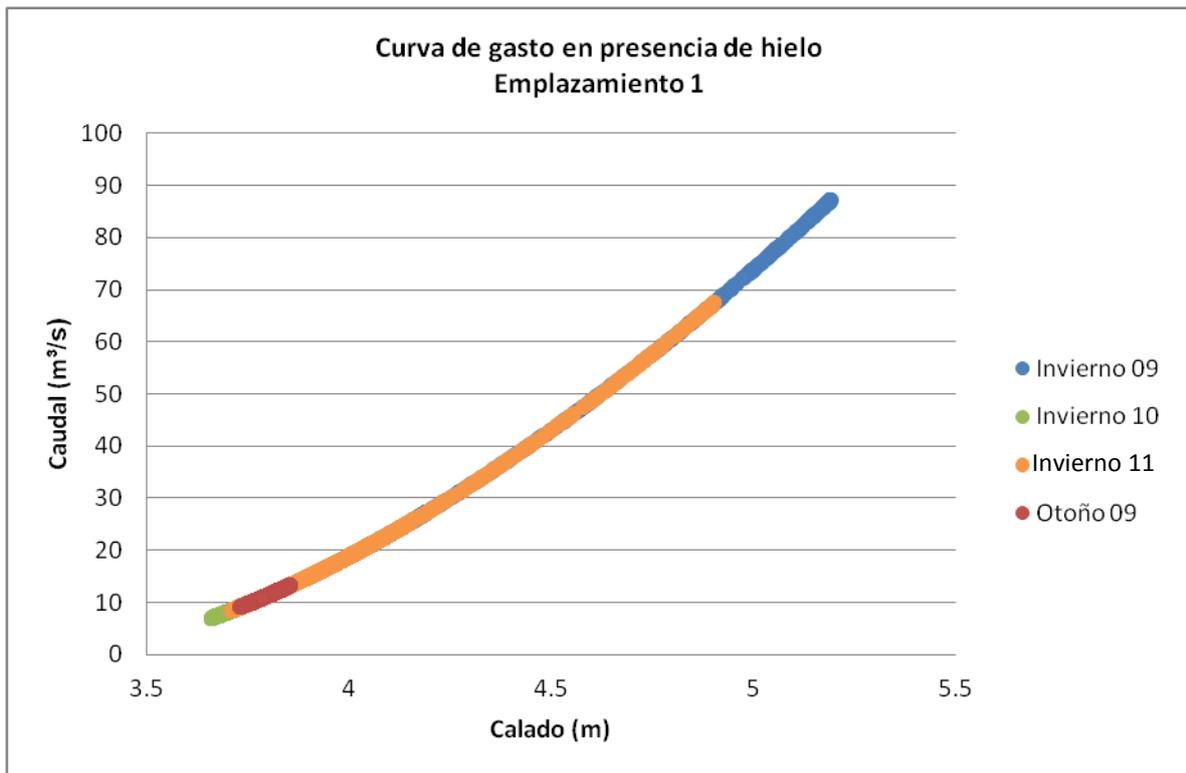


Figura 4.17 Curva de gasto en presencia de hielo en el emplazamiento 1

Se observa que los datos representan una curva de gasto bien definida, Esto indica que la capa de hielo en este caso no ha afectado al perfil de velocidad y que la curva de gasto es válida para estimar los caudales en presencia de hielo.

Para ello, utilizando la curva de gasto del emplazamiento 1, se estiman los caudales del año 2010 durante la presencia de hielo a partir de los datos del limnómetro obteniendo el siguiente hidrograma:

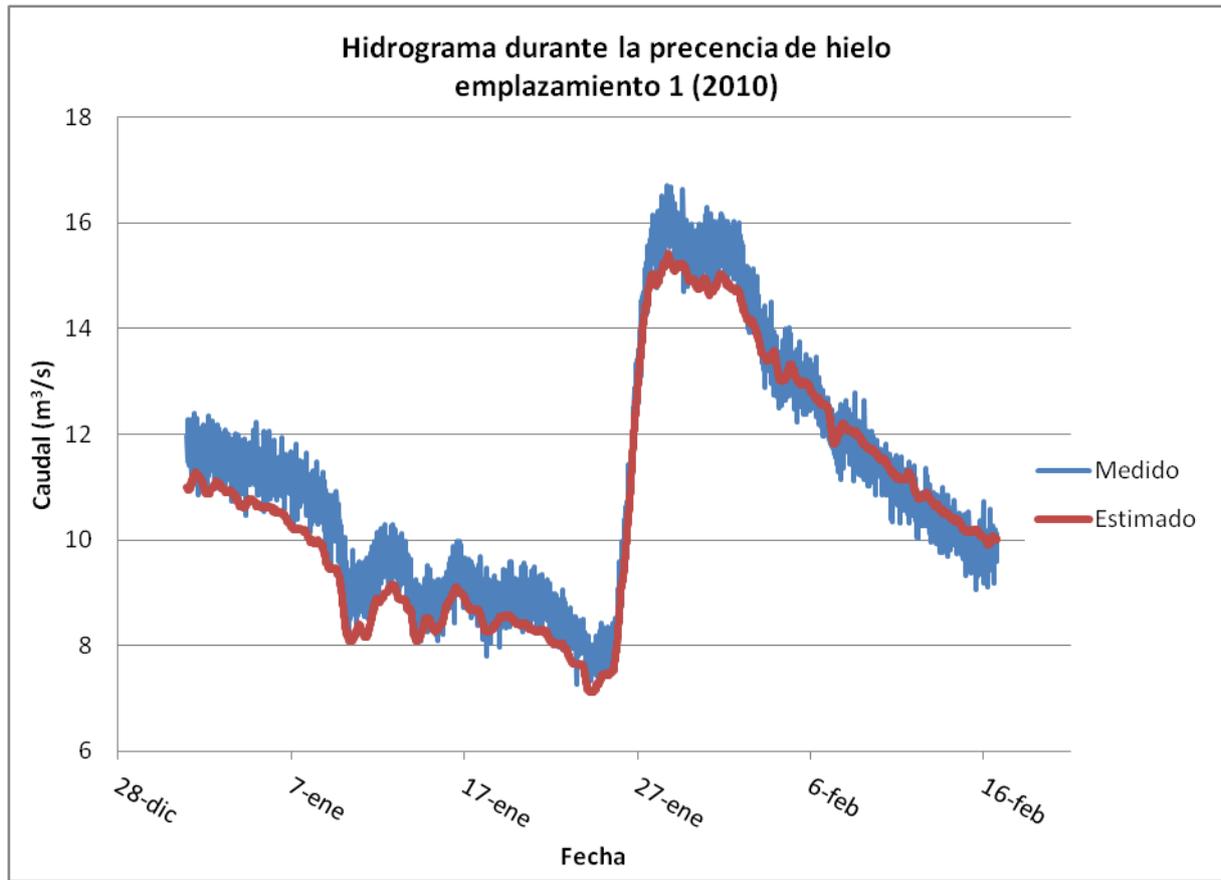


Figura 4.18 hidrograma durante la presencia de hielo emplazamiento 1 (2010)

Los índices durante la presencia de hielo en el año 2010:

Error relativo	4,65 %
RQ _p	-8,43 %
Rv	-3,45 %

Los índices son relativamente bajos, con una subestimación en el caudal de punta y en los volúmenes. Cabría entonces apuntar que la capa de hielo tiende a dar lugar a esa subestimación en este caso, luego se podría plantear algún tipo de corrección en la curva de gasto.

4.6.2 Emplazamiento 2

En este emplazamiento existen registros desde agosto del 2009 hasta agosto de 2011

Para ello, se calibra una curva de gasto con las series del año 2009 y 2011, que posteriormente se compara con la serie del año 2010. Se procede de tal manera por los mismos motivos que el emplazamiento 1.

Representando la serie de los caudales en función de la serie de niveles se obtiene la siguiente curva de gasto para el emplazamiento 2

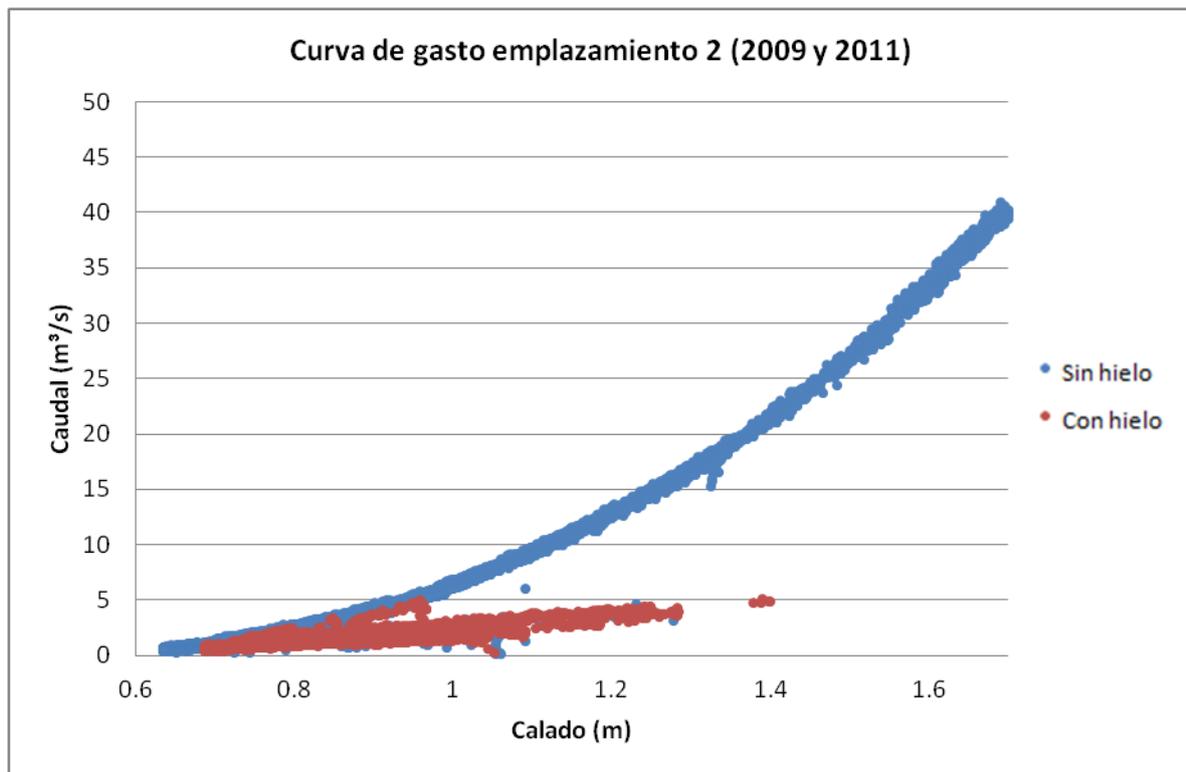


Figura 4.19 Curva de gasto emplazamiento 2 (2009 y 2011)

La presencia de hielo se registra en dos periodos, desde el inicio del 2010 hasta el 17 de marzo, y del 25 de diciembre hasta final de año.

Eliminando los datos anómalos y los del periodo con presencia de hielo se obtiene la siguiente curva de gasto:

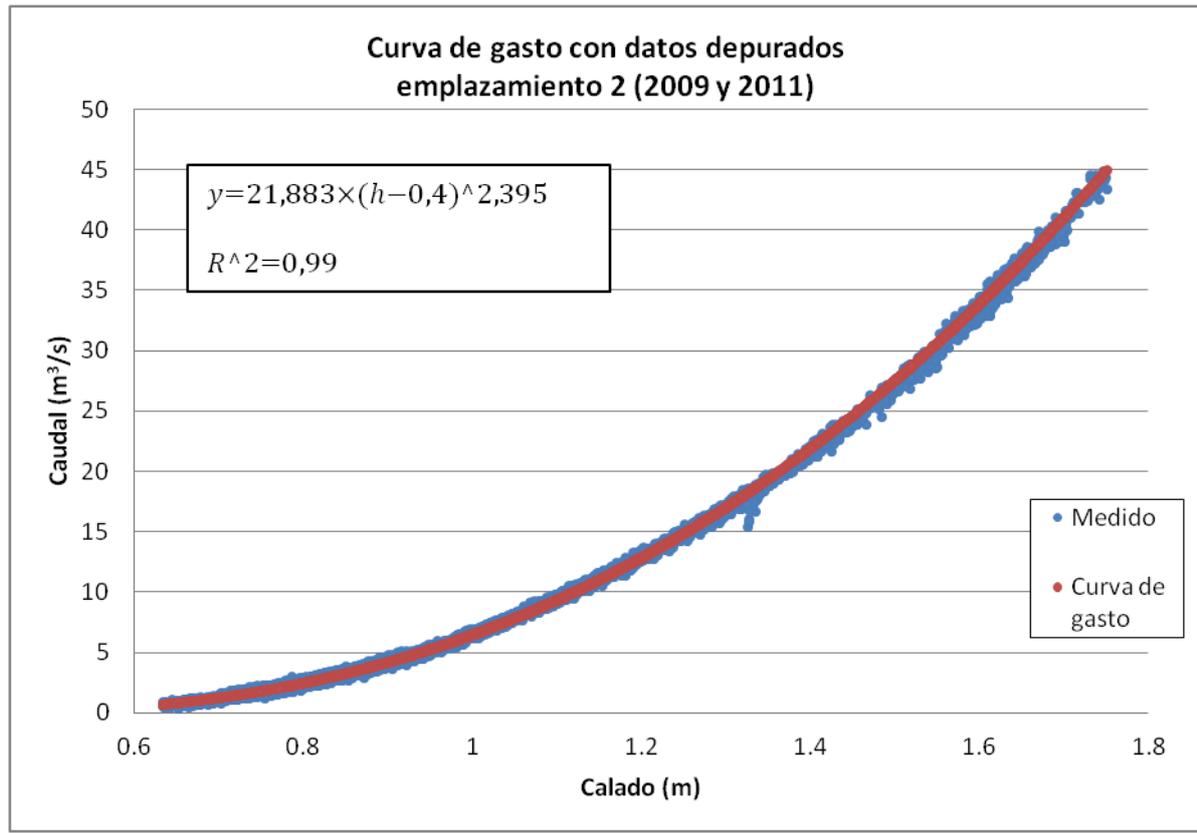


Figura 4.20 Curva de gasto con datos validados emplazamiento 2 (2009 y 2011)

Utilizando la curva de gasto para estimar los caudales del año 2010 se obtiene el siguiente hidrograma:

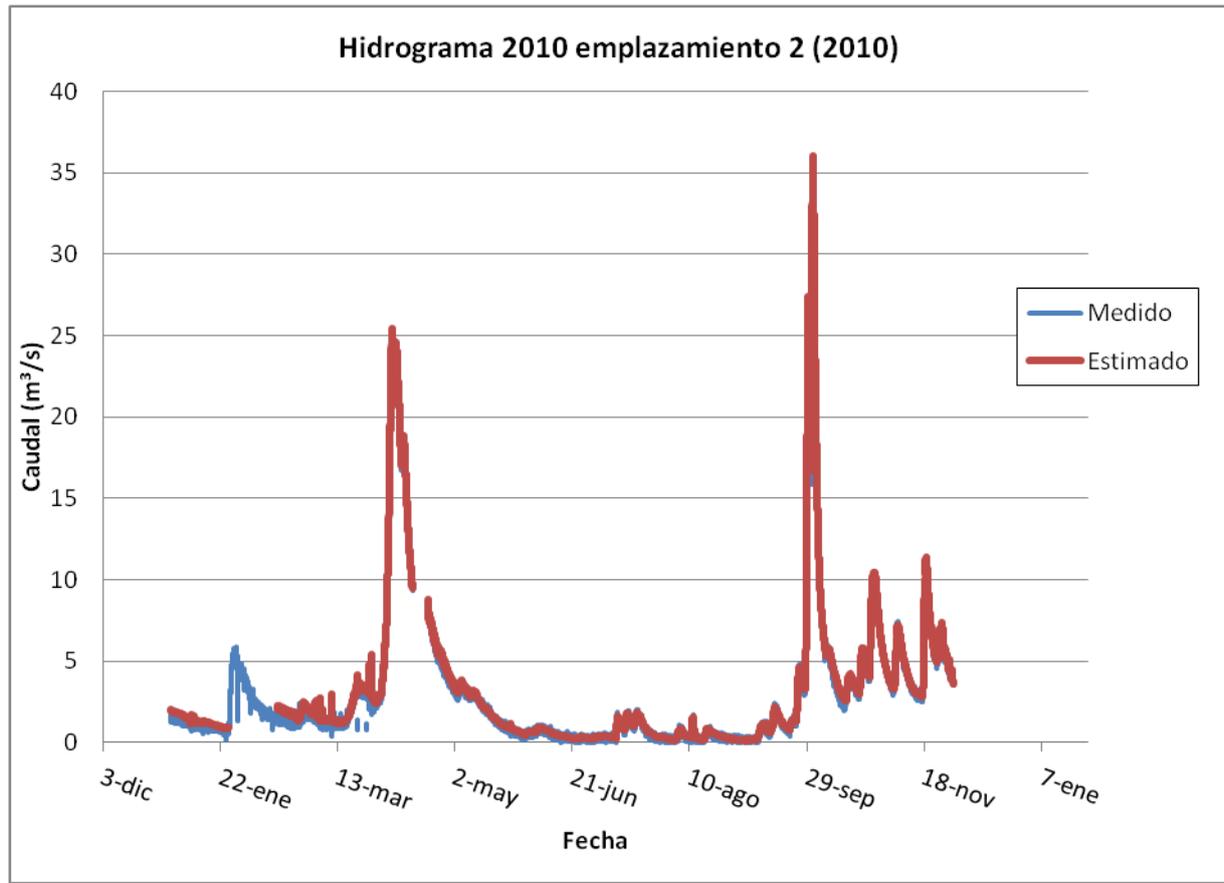


Figura 4.21 Hidrograma emplazamiento 2 (2010)

Los índices para el año 2010:

Error relativo	28,91 %
RQ _p	1,79 %
Rv	4,01 %

El error relativo es bastante alto, mientras que los otros índices son bastante bajos, es necesario analizar el hidrograma por partes para encontrar las razones.

En el año 2010 se han registrados dos crecidas, la crecida de primavera inicia en abril y la crecida de otoño inicia en octubre, también se registra una larga temporada de estiaje entre las dos crecidas.

Durante la crecida de primavera

Analizando el hidrograma se considera el inicio de la crecida de primavera del 1 de abril y finaliza el 1 de mayo.

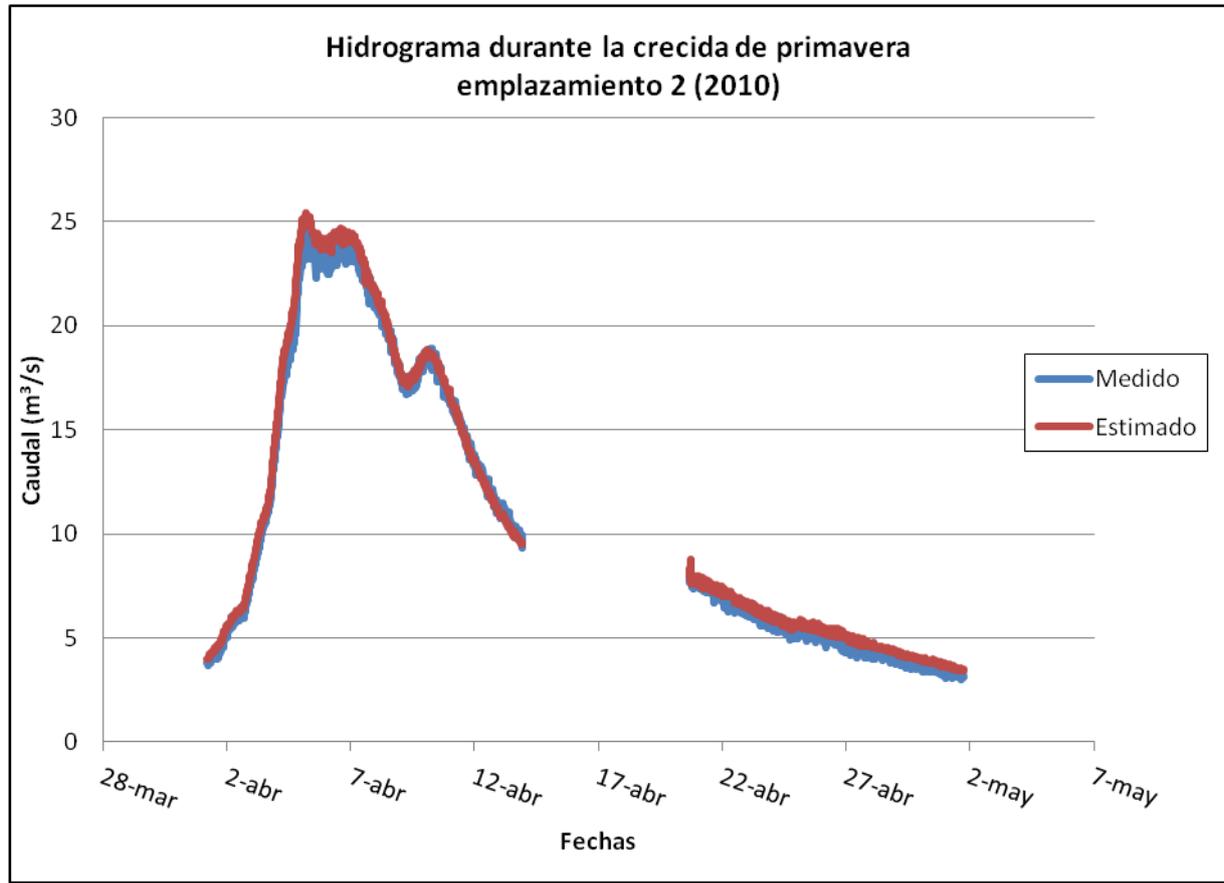


Figura 4.22 Hidrograma durante la crecida de primavera emplazamiento 2 (2010)

La falta de datos en la crecida es debido a operaciones de mantenimiento en la instalación.

Los índices para la crecida de primavera 2010:

	Crecida	rama ascendente	rama descendente
Error relativo	5,01 %	5,46 %	4,92 %
RQ _p	2,06 %	2,06 %	2,06 %
Rv	3,11 %	5,13 %	2,68 %

Los índices obtenidos son muy bajos, salvo para la rama ascendente donde existe una sobre estimación de los volúmenes superior a la rama descendente.

Durante la crecida de otoño

Analizando el hidrograma se considera el inicio de la crecida de otoño el 28 de septiembre y finaliza el 7 de octubre.

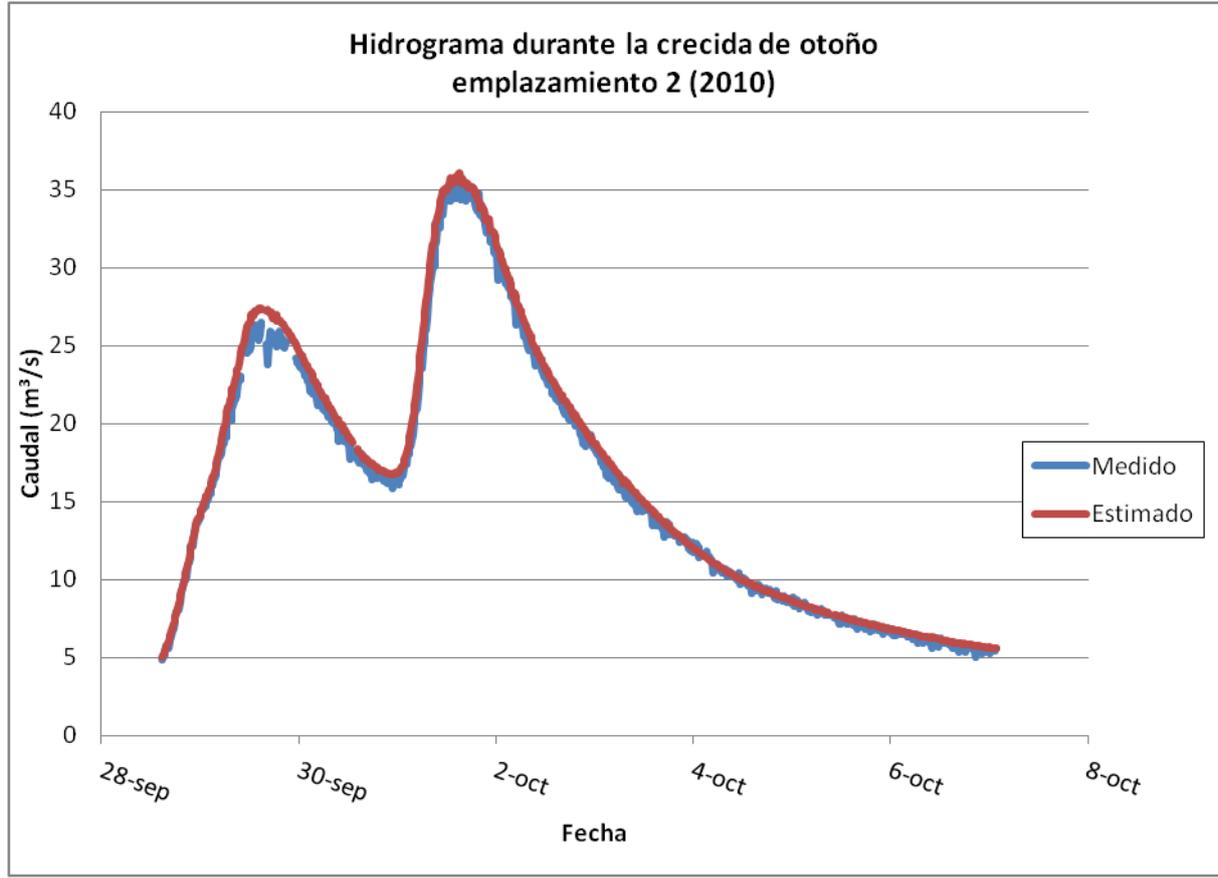


Figura 4.23 Hidrograma durante la crecida de otoño emplazamiento 2 (2010)

Los índices para la crecida de otoño del 2010:

	Crecida	rama ascendente	rama descendente
Error relativo	3,06 %	3,94 %	2,59 %
RQ _p	1,79 %	1,79 %	1,79 %
Rv	2,87 %	3,87 %	2,08 %

Del mismo modo que la crecida de primavera los índices obtenidos son muy bajos, mientras que no existe una gran diferencia entre las dos ramas de la crecida.

Durante el estiaje

Analizando el hidrograma se considera el inicio del estiaje el 1 de junio y finaliza el 24 de septiembre.

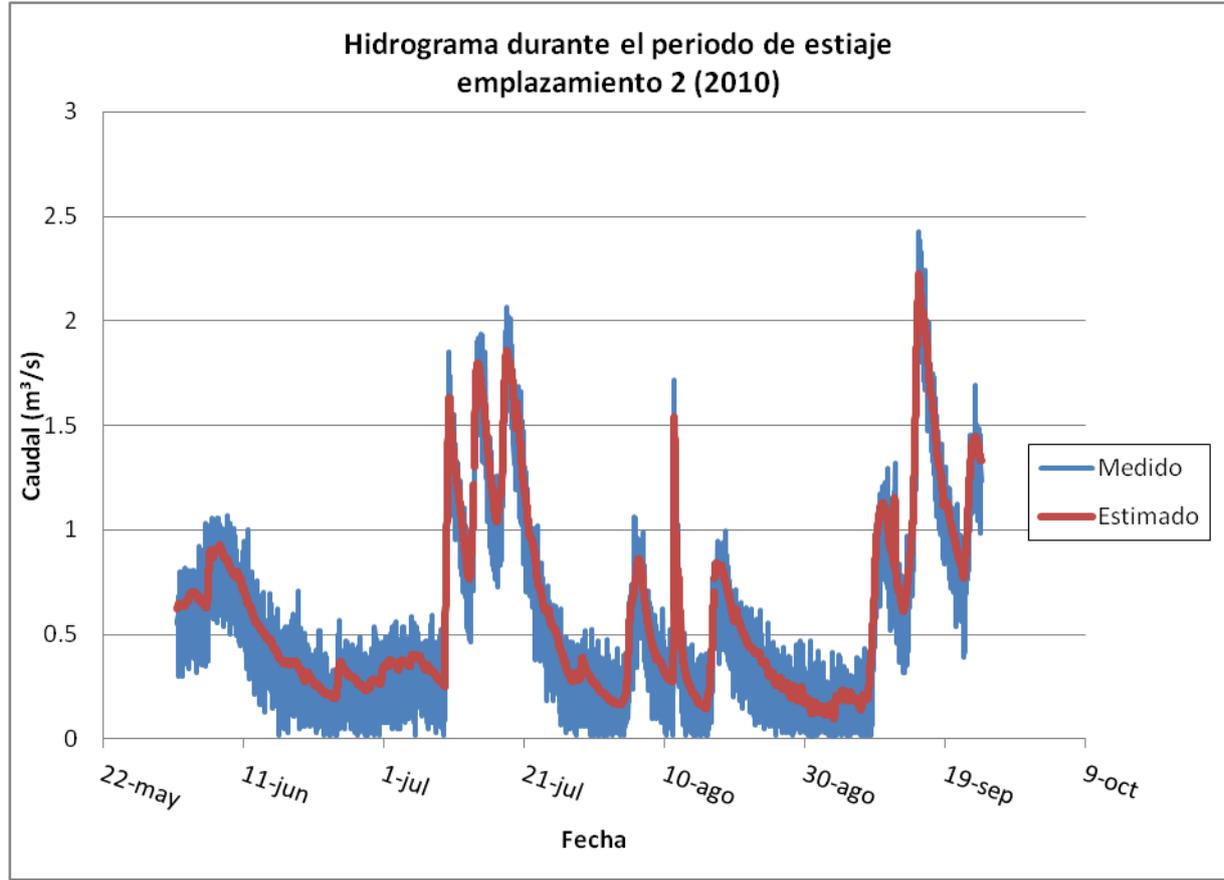


Figura 4.24 Hidrograma durante el periodo de estiaje emplazamiento 2 (2010)

Los índices para el periodo de estiaje del 2010:

Error relativo	53,94 %
RQ _p	-9,18 %
Rv	-11,31 %

Durante el estiaje se observa la presencia de muchas perturbaciones en el caudal medido mediante el ADCP, mientras que los caudales estimados con la curva de gasto son más estables, lo que lleva a la obtención de un error relativo muy alto.

Se observa que la curva de gasto subestima el caudal de punta así como los volúmenes.

Durante la presencia de hielo

Del mismo modo que el emplazamiento 1, se procede a un análisis cualitativo durante la presencia de del hielo.

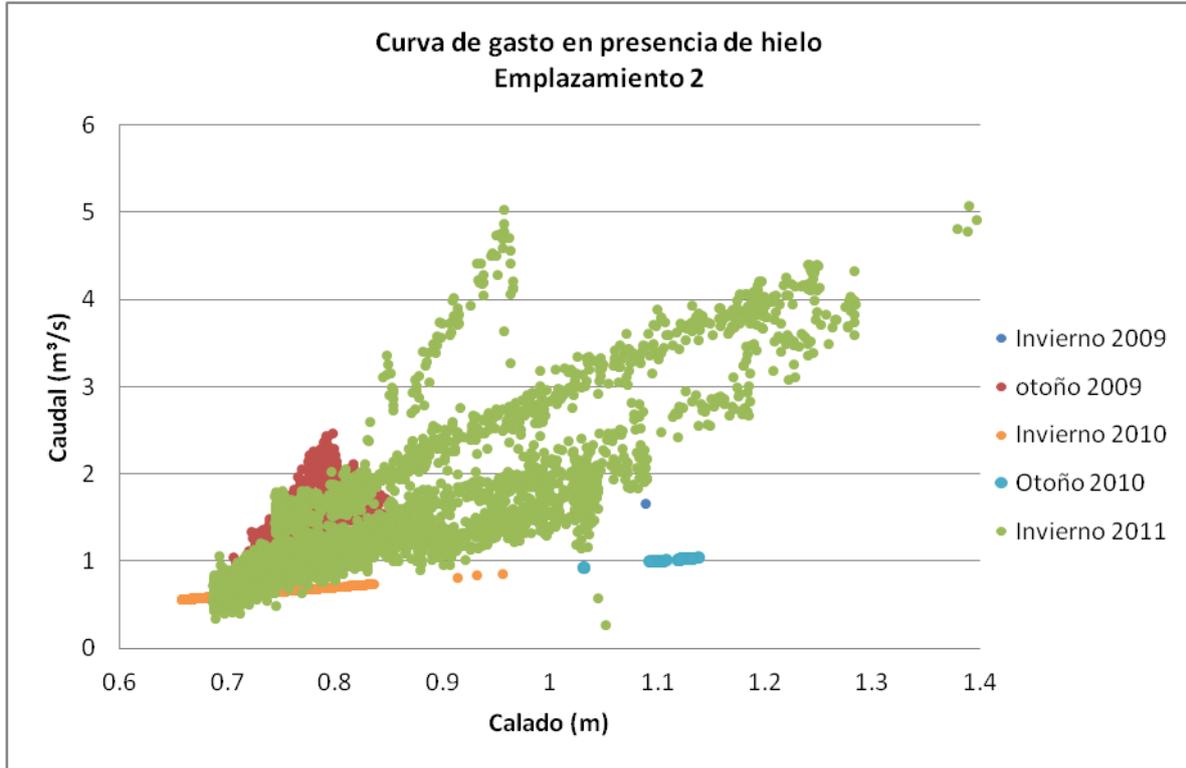


Figura 4.25 Curva de gasto en presencia de hielo en el emplazamiento 2

A diferencia del emplazamiento 1, el hielo ha afectado el perfil de velocidad en la sección de medición de tal modo que no existe una relación univoca en la curva de gasto.

Al utilizar la curva de gasto del emplazamiento 2 para estimar los caudales del año 2010 en presencia de hielo se obtiene el siguiente hidrograma:

Durante la presencia de hielo en invierno

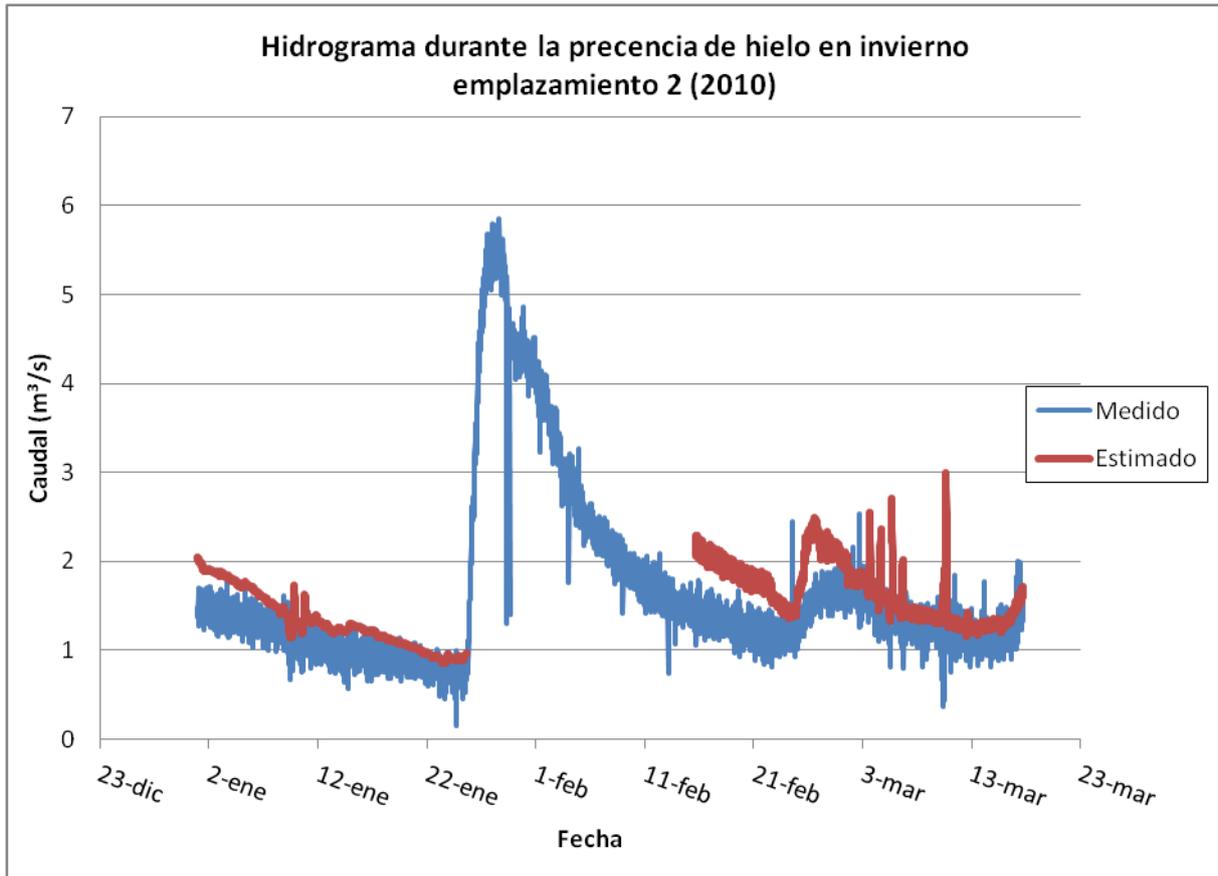


Figura 4.26 Hidrograma durante la presencia de hielo en invierno en el emplazamiento 2

Entre el 22 de enero y el 11 de febrero no se ha podido realizar la estimación con la curva de gasto por fallo del limnómetro.

Los índices durante la presencia de hielo en invierno del 2010

Error relativo	26,53 %
RQ _p	-----
Rv	19,71 %

Se obtiene unos índices altos y se sobre estima los volúmenes.

El valor RQ_p no se ha podido calcular ya que no se ha podido estimar el caudal de punta por el fallo del limnómetro.

Durante la presencia de hielo a finales de otoño

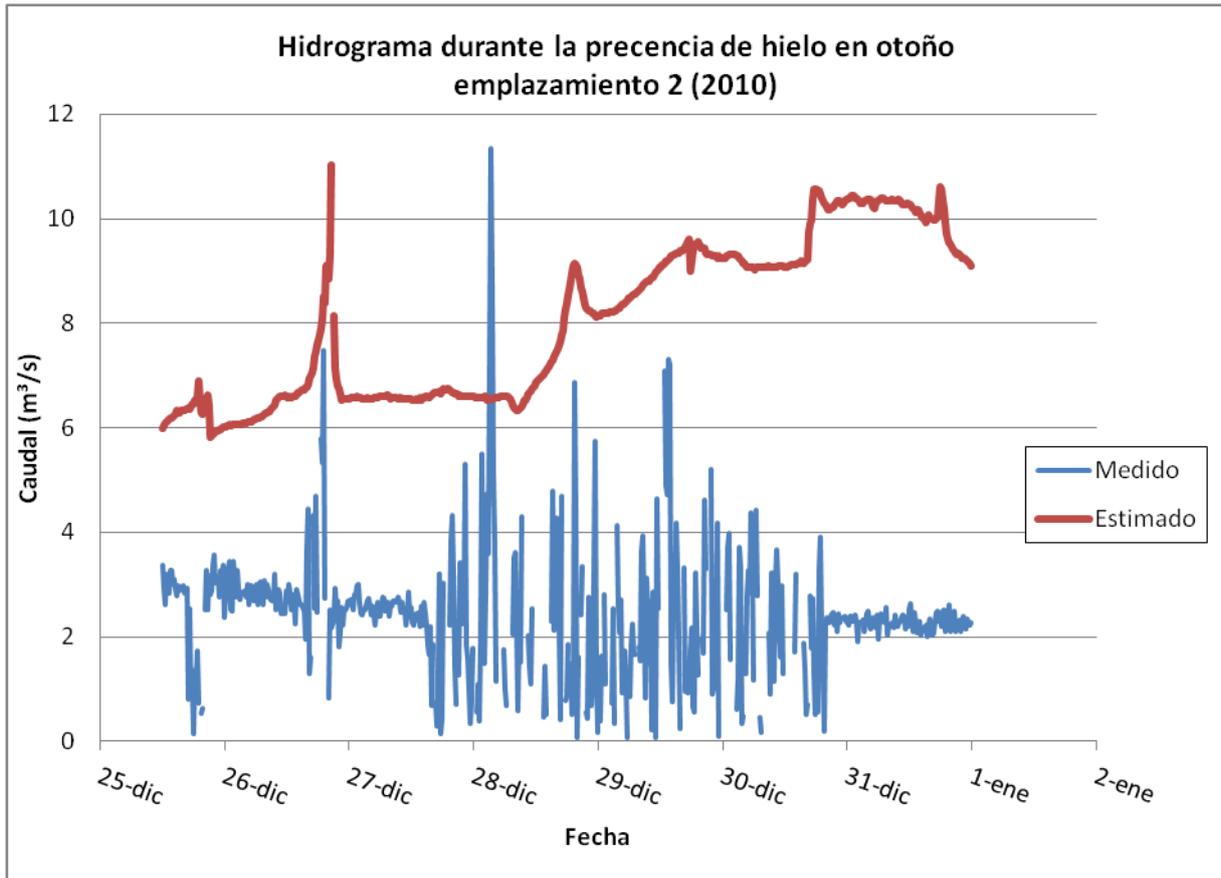


Figura 4.27 Hidrograma durante la presencia de hielo en otoño emplazamiento 2 (2010)

Los índices para el periodo con presencia de hielo en otoño:

Error relativo	477,27 %
RQ _p	-----
Rv	69,78 %

Se observan grandes variaciones en el hidrograma obtenido mediante el ADCP, debido a la presencia del hielo.

Se obtiene unos índices muy altos y se sobre estima los volúmenes.

El valor RQ_p no se ha podido calcular ya que no se ha podido estimar el caudal de punta por las grandes perturbaciones.

Se puede concluir que en presencia de hielo, la curva de gasto no es apta para estimar caudal en el emplazamiento 2.

4.6.3 Emplazamiento 3

A diferencia con los emplazamientos anteriores, se tienen solamente dos años de datos, 2008 y parte del 2009.

Para ello se calibra una curva de gasto con la serie del año 2008 y se compara con la serie del año 2009

Representando la serie de los caudales en función de la serie de niveles se obtiene la siguiente curva de gasto para el emplazamiento 3

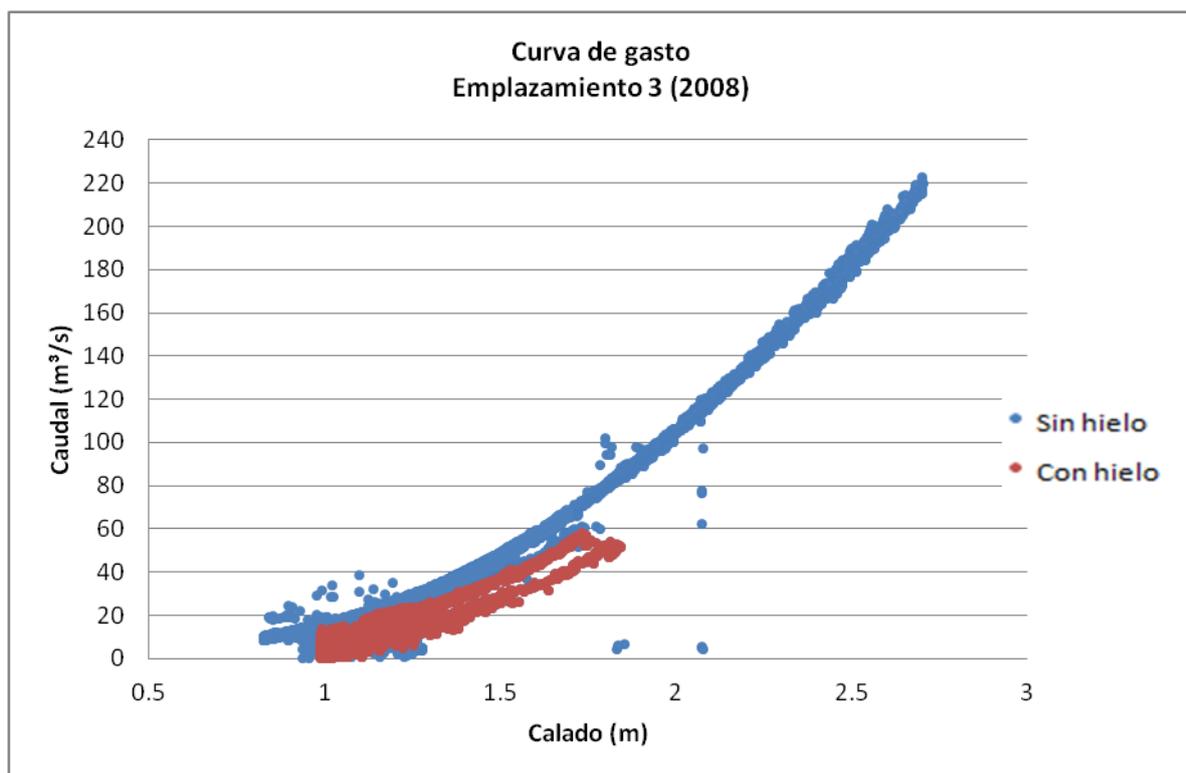


Figura 4.28 Curva de gasto emplazamiento 3 (2008)

Eliminando los datos anómalos y los del periodo con presencia de hielo se obtiene la siguiente curva de gasto:

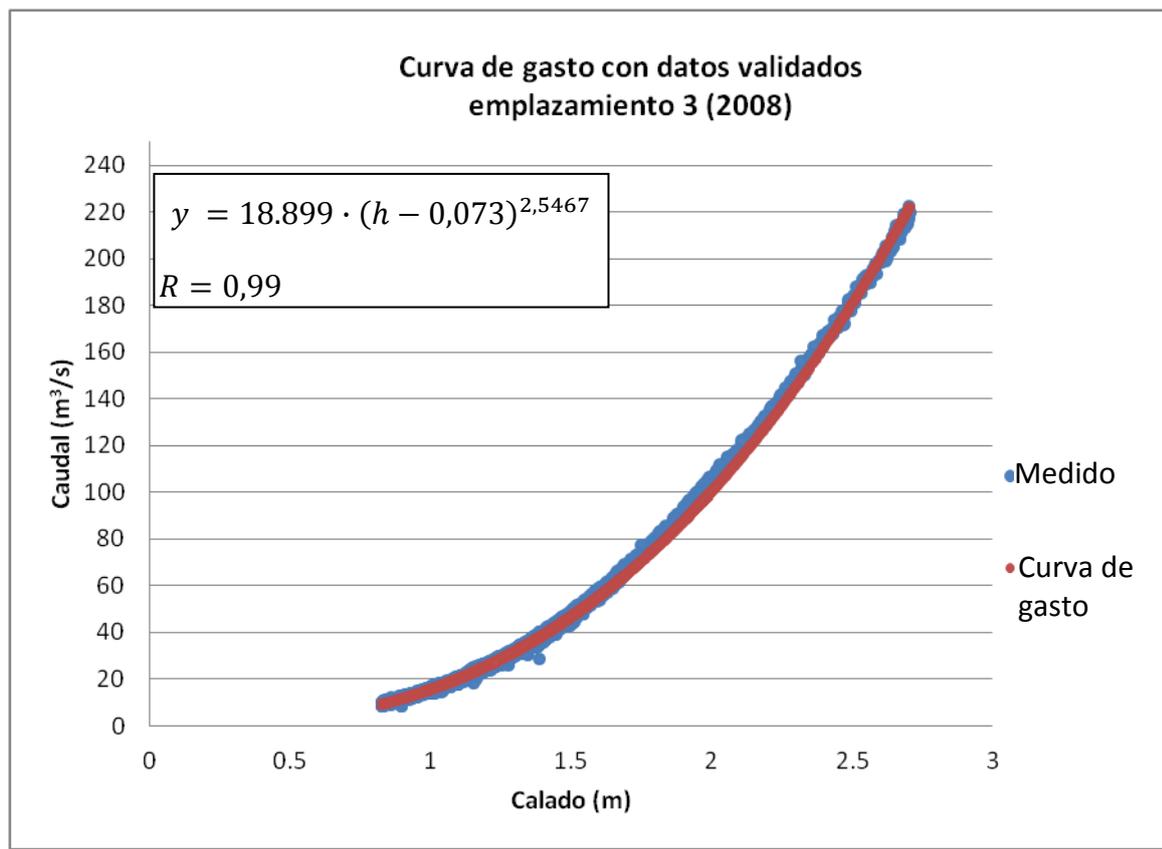


Figura 4.29 Curva de gasto con datos validados emplazamiento 3 (2008)

Utilizando la curva de gasto para estimar los caudales del año 2009 se obtiene el siguiente hidrograma:

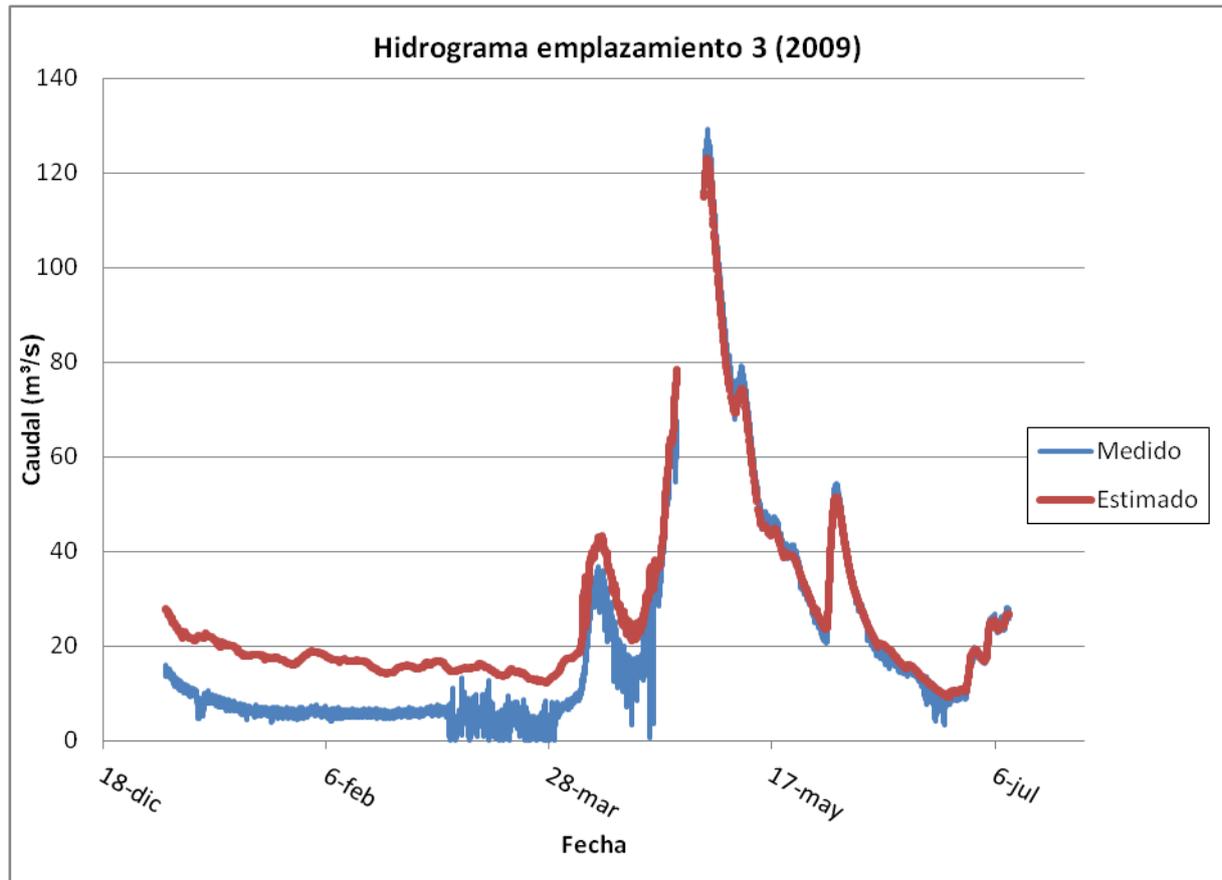


Figura 4.30 Hidrograma emplazamiento 3 (2009)

En el siguiente emplazamiento, el hidrograma se divide en dos partes, una parte durante la presencia de hielo que empieza desde el inicio del año hasta el 18 de abril, y la segunda parte durante la avenida que se analiza en el siguiente apartado.

Durante la avenida

Analizando el hidrograma se considera el inicio de la crecida el 22 de abril y final el 09 de junio.

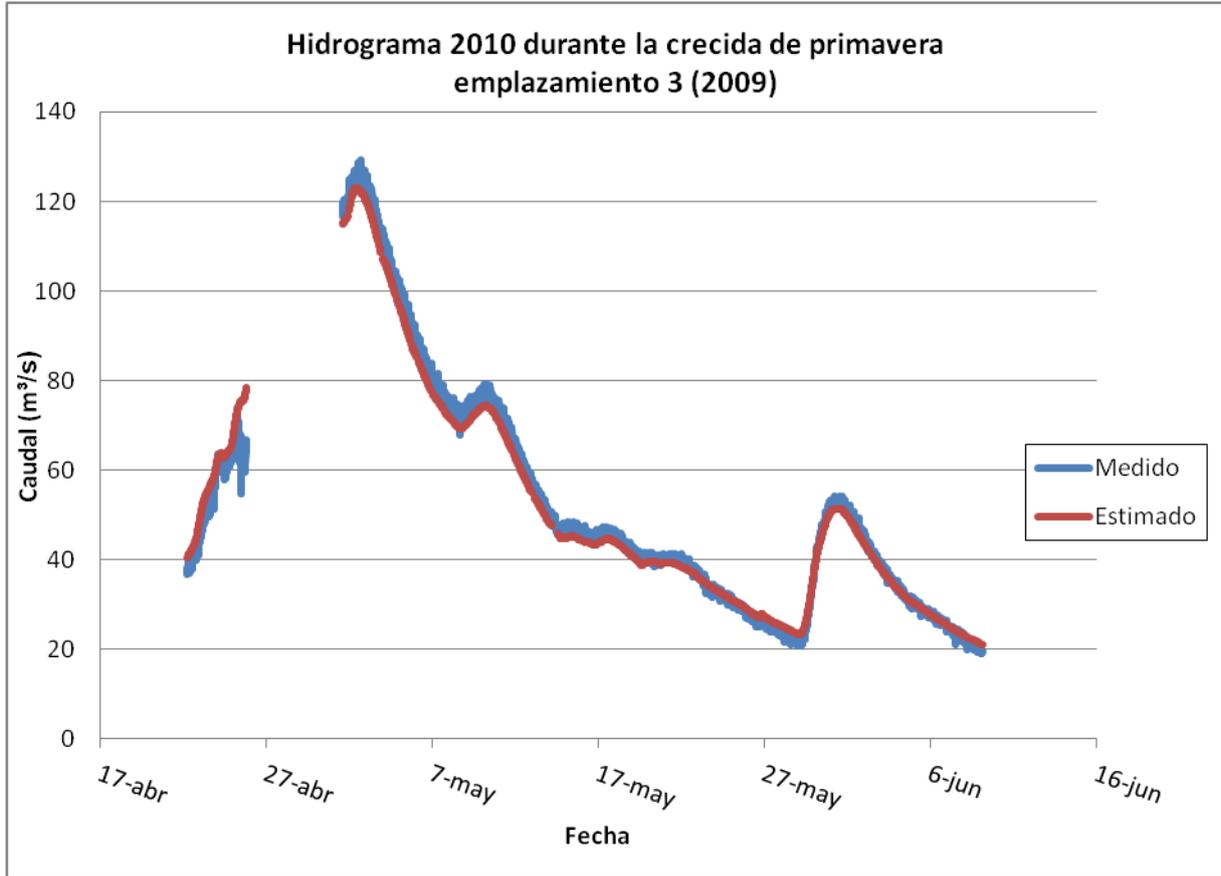


Figura 4.31 Hidrograma durante la crecida de primavera emplazamiento 3 (2009)

La falta de datos en la crecida se debe a operaciones de mantenimiento en la instalación.

Los índices para la crecida de primavera del año 2009 son:

	Crecida	rama ascendente	rama descendente
Error relativo	3,84 %	6,96 %	3,43 %
RQ _p	-4,90 %	-4,90 %	-4,90 %
Rv	-1,05 %	4,33 %	-2,15 %

Los índices obtenidos son bajos, con una subestimación mayor de volúmenes en la rama ascendente que en la rama descendente.

Durante la presencia del hielo

Del mismo modo que en los emplazamientos anteriores, se procede al análisis durante la presencia de del hielo.

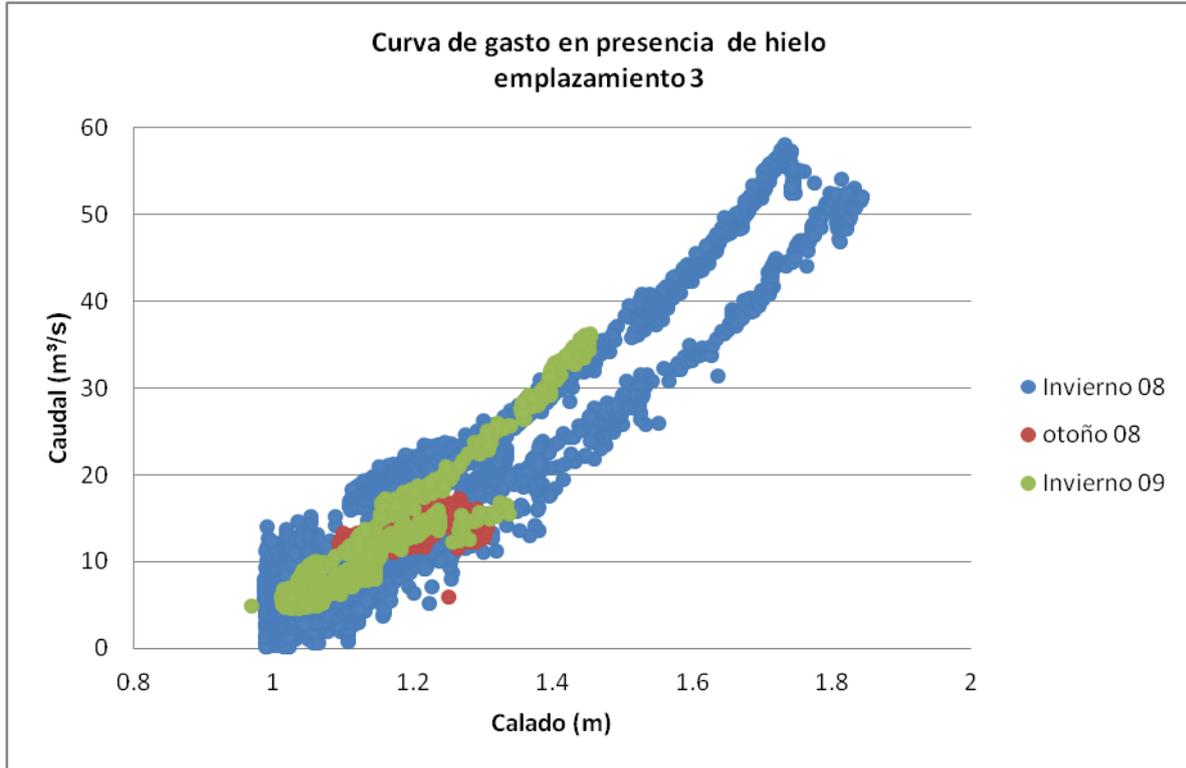


Figura 4.32 Curva de gasto durante la presencia de hielo en el emplazamiento 3

A diferencia del emplazamiento 1 y del mismo modo que en el emplazamiento 2 el hielo ha afectado el perfil de velocidad en la sección de medición de tal modo que no existe una relación univoca en la curva de gasto.

Al utilizar la curva de gasto del emplazamiento 3 para estimar los caudales del año 2010 en presencia de hielo se obtiene el siguiente hidrograma:

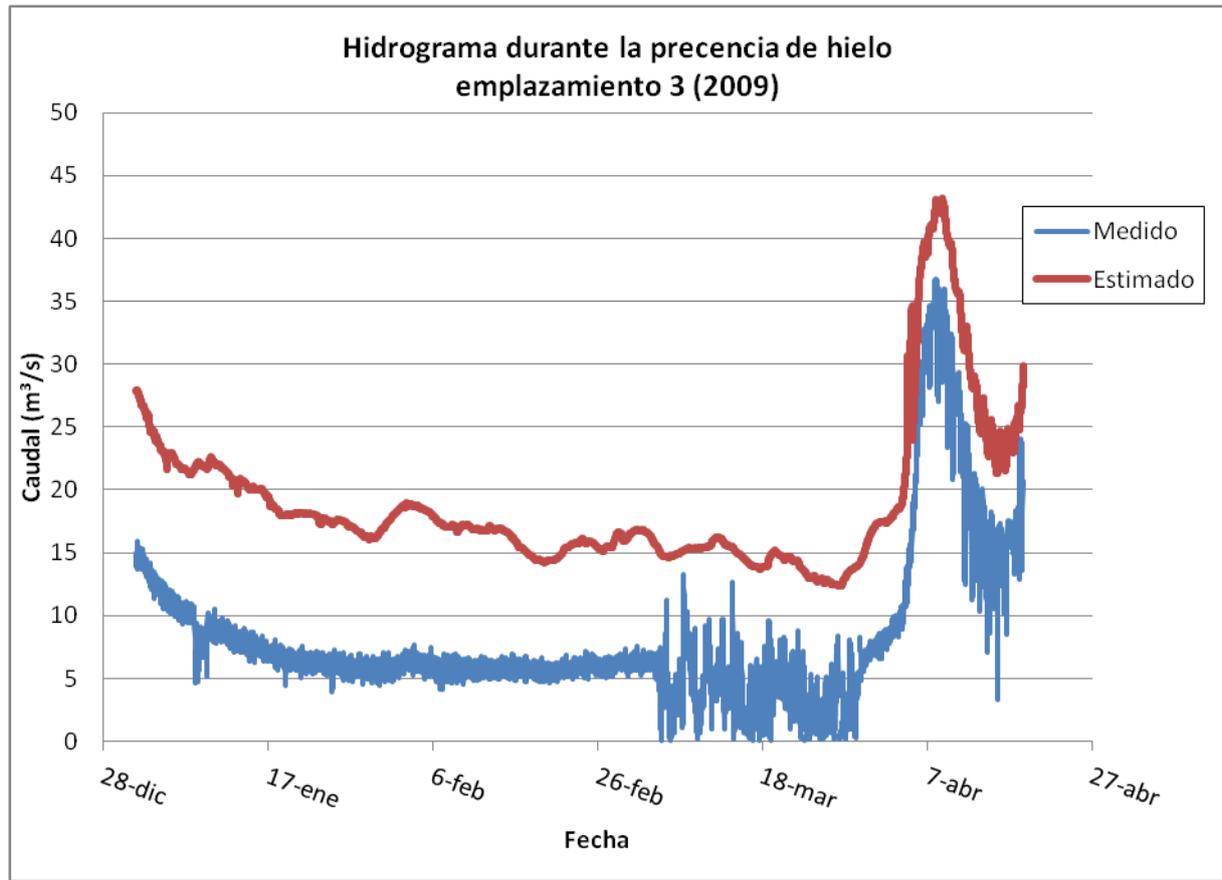


Figura 4.33 Hidrograma durante la presencia de hielo emplazamiento 3 (2009)

Se observa en el hidrograma que la estimación mediante la curva de gasto sobrestima el caudal medido durante la presencia de hielo.

Los índices durante la presencia de hielo son:

Error relativo	259,29 %
RQ _p	14,94 %
Rv	55,42 %

Se obtienen unos índices muy altos y se sobreestima el caudal de punta así como los volúmenes.

Se puede concluir que en presencia de hielo, la curva de gasto no es apta para estimar caudal en el emplazamiento 3.

4.6.4 Resumen de resultados

Se presentan las siguientes tablas con los índices para cada emplazamiento

Tabla 4.1 Resumen índice emplazamiento 1

Emplazamiento 1					
Periodo	Crecida primavera	Crecida otoño	Estiaje	Presencia de hielo	Total
Error	3,85 %	2,01 %	26,29 %	4,65 %	10,86 %
RQ _p	-1,59 %	-0,77 %	-4,65 %	-8,43 %	-0,77 %
Rv	0,63 %	0,43 %	-28,09 %	-3,45 %	-2,26 %

Emplazamiento 1				
Periodo	rama ascendente crecida primavera	rama descendente crecida primavera	rama ascendente crecida otoño	rama descendente crecida otoño
Error	4,41 %	3,76 %	3,35 %	1,42 %
RQ _p	-1,59 %	-1,59 %	-0,77 %	-0,77 %
Rv	-1,16 %	1,11 %	1,71 %	-0,01%

Tabla 4.2 Resumen índice emplazamiento 2

Emplazamiento 2						
Periodo	Crecida primavera	Crecida otoño	Estiaje	Hielo invierno	Hielo otoño	Total
Error	5,01 %	3,06 %	53,94 %	26,53 %	477,27 %	28,91 %
R _p	2,06 %	1,79 %	-9,18 %	----	----	1,79 %
Rv	3,11 %	2,87 %	-11,31 %	19,71 %	69,78 %	4,01 %

Emplazamiento 2				
Periodo	Crecida primavera		Crecida otoño	
	rama ascendente	rama descendente	rama ascendente	rama descendente
Error	5,46 %	4,92 %	3,94 %	2,59 %
RQ _p	2,06 %	2,06 %	1,79 %	1,79 %
Rv	5,13 %	2,68 %	3,87 %	2,08 %

Tabla 4.3 Resumen índice emplazamiento 3

Periodo	Emplazamiento 3			
	Crecida primavera	rama ascendente crecida primavera	rama descendente crecida primavera	Hielo invierno
Error	3,84 %	6,96 %	3,43 %	259,29 %
Rp	-4,90 %	-4,90 %	-4,90 %	14,94 %
Rv	-1,05 %	4,33 %	-2,15 %	55,42 %

4.7 Conclusión

El ADCP ofrece una serie muy grande de datos lo que facilita mucho la obtención de una curva de gasto y sin la necesidad de realizar extrapolaciones.

La curva de gasto reproduce muy bien las medidas obtenidas mediante el ADCP, principalmente durante las crecidas con unos errores relativos que varían entre 2,01 % y 5,01 %, y los caudales de punta son estimados con una desviación que varía entre - 4,90 % y 2,06 % y por último, los volúmenes estimados varían entre -1,05 % y 3,11 % en dicho periodo.

Durante las crecidas se observa que no existe una gran diferencia entre los índices de las ramas ascendentes y descendentes aunque exista un pequeño efecto de histéresis (Figura 4.14).

En el periodo de estiaje, el error relativo y las relaciones de volúmenes son altos. En el emplazamiento 1 (Figura 4.16) se observa que la estimación es peor a caudales menores de $4 \text{ m}^3/\text{s}$, esto se debe a que la curva de gasto utilizada no se ha calibrado con valores inferiores a $5 \text{ m}^3/\text{s}$, de allí los valores estimados se deben a una extrapolación de la curva de gasto. Esto demuestra que la extrapolación provoca errores de estimación. Mientras en el emplazamiento 2 (Figura 4.24), se observan grandes perturbaciones en los caudales medidos mediante el ADCP, lo que genera un hidrograma en forma de dientes de sierra, mientras que la estimación mediante la curva de gasto genera un hidrograma continuo.

Se puede deducir que a calados y caudales muy bajos como en el periodo de estiaje, el ADCP ofrece medidas en forma de dientes de sierra debido a las grandes perturbaciones que se

generan, lo que complica la utilización de estas medidas, y surge la necesidad de realizar un tratamiento de datos. Para ello, se puede aprovechar la curva de gasto por su simplicidad como una herramienta para tratar los caudales obtenidos con esta problemática, y transformarlos en datos más continuos.

Por último, la presencia de hielo es un fenómeno muy complejo y variable; los errores obtenidos oscilan entre el 4,65% y el 477,27%. Cabría apuntar una respuesta del sistema completamente distinta en función de la dinámica de la capa de hielo superficial respecto del caudal líquido, fundamentalmente fruto de su estado de fracturación.

Así, cuando la capa de hielo esté fracturada y por tanto viaje con el agua, el limnómetro seguirá arrojando valores correctos en términos de altura de columna de agua y por tanto, las estimaciones de caudal a partir de éste y la curva de gasto obtenida previamente serán correctos, entendiendo como tal caudal el líquido más el correspondiente a la capa de hielo. En este caso, el ADCP como instrumento único para aforar el caudal no es aconsejable, pues la onda de sonido se verá reflejada en la cara inferior de la cara de hielo casi con toda probabilidad.

Sin embargo, cuando la capa de hielo sea monolítica y no viaje con el flujo líquido, supondrá un verdadero contorno sólido, no existirá lámina libre y el comportamiento de aquél se asemejará más al de un flujo en presión. En consecuencia, no ha lugar hablar de curva de gasto, ni el ADCP será un buen método para estimar directamente el caudal.

Capítulo V: CONCLUSIONES

Capítulo V. Conclusiones

5.1 *Síntesis y conclusiones*

5.1.1 Sobre el estado del conocimiento

La revisión del estado del arte realizada como punto de partida de la tesina, ha permitido estudiar en detalle las diferentes formas de aforar el caudal en lámina libre, tanto los métodos tradicionales como las nuevas tendencias, haciendo hincapié en las fuentes de incertidumbre para dominar mejor las bondades y limitaciones de cada método.

Para aplicar de forma correcta cualquier instrumento en un proceso de medida es preciso comprender sus principios básicos de funcionamiento. Además, en el caso de los instrumentos nuevos y emergentes, antes de que pasen a utilizarse de forma habitual deberían llevarse a cabo procesos cuidadosos de evaluación de las posibilidades reales de medida de tales instrumentos.

Las nuevas tendencias en metodologías e instrumentación para el aforo de caudales en lámina libre son:

- El método por dilución: se recomienda únicamente en lugares donde existe poca profundidad, grandes velocidades, turbulencia excesiva o presencia de sedimentos. Cuando las condiciones de medida son óptimas, la precisión obtenida es muy satisfactoria con errores del 5%. Las fuentes de error posibles provienen de una mala manipulación de la inyección, una mala medición de la distancia entre la inyección y la sección del muestreo o bien de la evolución química del trazador en ciertas aguas por su reacción con los materiales, sedimentos, plantas u organismos depositados en el lecho del cauce.
- Método hidráulico: Este método necesita de la puesta in situ de alguna estructura especialmente construida, llamadas medidores o aforadores, cuyo diseño se basa en los principios hidráulicos de orificios, vertederos y secciones críticas, para las cuales el caudal se obtiene a partir de la altura de la lámina de agua. Sin embargo, estas estructuras suponen un serio problema ambiental como la imposibilidad de su remonte por parte de la fauna piscícola.

- Métodos de exploración del campo de las velocidades mediante el molinete: es el método más extendido, se apoya sobre el hecho que la velocidad del flujo no es uniforme en la sección transversal del curso de agua, por lo cual es necesario explorar el campo de las velocidades realizando medidas en diferentes puntos de la sección del cauce. La profundidad del río en la sección transversal se mide en verticales; al mismo tiempo que se mide la profundidad, se hacen mediciones de la velocidad en uno o más puntos de la vertical. La medición del ancho, de la profundidad y de la velocidad permite calcular el caudal correspondiente a cada sub-área de la sección transversal. La suma de los caudales de estos segmentos representa el caudal total.
- la curva de gasto: un método clásico utilizado todavía en más del 80 % de las mediciones de hoy en día, se basa en la hipótesis que existe en una sección dada, una relación conocida y biunívoca entre el nivel de agua y el caudal de un cauce con la forma $Q = f(h)$. Por consiguiente, basta con establecer una relación nivel-caudal, registrar los niveles de agua con un limnómetro, y deducir el caudal. La hipótesis de la relación biunívoca entre el nivel de agua y el caudal se cumple si el lecho del cauce no varía con el tiempo y el régimen hidráulico del flujo es permanente. La relación entre el nivel y el caudal se obtiene mediante varias medidas, utilizando cualquier método de medición para adquirir varios aforos dando parejas de nivel-caudal. Estos últimos se ajustan a una ecuación matemática para obtener una curva de gasto. La estimación de curvas de gasto cuenta con gran número de incertidumbres, asociadas muchas de ellas a factores que cambian en el tiempo, con el caudal y de una crecida a otra.

Los métodos e instrumentos de nuevas tendencias utilizados para la estimación de caudales en lámina libre son:

- El Radar: El principio consiste a medir el desfase entre la onda emitida y la onda reflejada por la rugosidad de la superficie del río para obtener las velocidades de superficie con un error máximo del 10 %. Considerando un perfil vertical de velocidades dado, la velocidad media del cauce puede ser deducida de la velocidad en superficie.
- Los velocímetros gráficos de partículas a gran escala (LSPIV): se basan en una tecnología de imágenes denominada velocimetría gráfica de partículas (PIV), que se utiliza en laboratorios de fluidos. Un aspecto atractivo de los velocímetros gráficos es su

inherente simplicidad, es decir, la utilización de imágenes en vez de los datos de salida de un transductor, lo que hace que esta técnica sea más sencilla. El proceso de medición se inicia con la toma de imágenes de la superficie del agua y luego se procesan para obtener las velocidades en la superficie del agua. El movimiento de la superficie del agua sólo es perceptible si contiene elementos visibles que se muevan con la corriente. El caudal se determina utilizando métodos de área-velocidad. La velocidad de la superficie del agua medida por el sistema LSPIV se ajusta para ofrecer una mejor estimación de la velocidad media en la columna de agua, y se multiplica por la sub-área correspondiente a la batimetría de la sección transversal. La técnica LSPIV aún está en proceso de análisis, y se están haciendo importantes esfuerzos para desarrollarla y conseguir que sea sólida ante diversas condiciones de medición. En general, la técnica LSPIV no puede ser considerada como un instrumento “todo en uno”, sino como un elemento que complementa de forma eficaz otros instrumentos y que presta un apoyo eficaz a varios propósitos de medición.

- Perfilador acústico Doppler (ADCP): necesitan que sus sensores estén en contacto con el agua, para así poder transmitir y medir los pulsos sonoros dirigidos a través de la columna de agua. Cada uno de los sensores tiene la capacidad de emitir sonido de una determinada frecuencia a lo largo de un haz acústico estrecho. El sonido emitido encuentra partículas en suspensión y burbujas de aire en el fluido y es reflejado. Esta técnica admite como hipótesis fundamental que las partículas o las burbujas de aire se desplazan a la misma velocidad que el flujo. Una fracción pequeña del sonido reflejado retorna a lo largo del mismo haz hasta el emisor. El sonido reflejado tiene una frecuencia distinta de la de emisión por causa del efecto Doppler descrito por el físico austriaco Christian Doppler en 1842, según el cual “La variación de la frecuencia es proporcional a la componente de la velocidad de las partículas en suspensión en el fluido según el eje que une las partículas con el emisor”. Se puede instalar el ADCP sobre embarcaciones orientado hacia abajo, puede fijarse en el fondo orientado hacia arriba, o en la orilla orientado hacia un lado. La correcta aplicación de esta tecnología presenta bastantes requisitos técnicos y de manejo, pero ofrece una gran versatilidad y evita la necesidad de disponer de obras que obstaculicen el normal transcurrir de las aguas en los cauces. Las principales fuentes de incertidumbre están relacionadas con la celeridad

del sonido en el agua, el ángulo que forman los ultrasonidos emitidos con el sentido del flujo y la variación de la frecuencia entre la emitida y la recibida.

La movilidad, autonomía y velocidad de la medición son aspectos que podrían hacer que los sistemas de nueva tendencia resulten adecuados para realizar mediciones intensivas durante el desarrollo de episodios hidrológicos normales y extremos. Estas nuevas tecnologías han iniciado una nueva era en la medición en lámina libre, al reducir costes y esfuerzos aumentando el número de medidas y permitiendo que éstas puedan efectuarse en situaciones fuera de riesgo.

5.1.2 Sobre los ensayos en laboratorio

Se ha llevado a cabo una campaña experimental mediante un canal de sección rectangular en el laboratorio del departamento de hidráulica e hidrología en la Escuela de Tecnología Superior de Montréal en Canadá.

El primer objetivo de esta Campaña ha sido el aprendizaje y correcto uso del ADCP, tanto su configuración, puesta en marcha y adquisición de datos.

El segundo objetivo ha sido validar el funcionamiento del ADCP, mediante la comparación de los caudales y niveles obtenidos en el canal de laboratorio con los obtenidos mediante un caudalímetro electromagnético calibrado y un limnómetro.

Mediante dicha campaña de ensayos de laboratorio se ha validado el funcionamiento del ADCP, dentro de su campo de aplicación, es decir, siempre y cuando la altura de lámina de agua supera 30 cm por encima del ADCP, condición importante a tener en cuenta para el uso de esta tecnología.

Sintetizando los resultados obtenidos, cabe señalar que la diferencia relativa del caudal oscila entre -7,3% y 12,7%, y la diferencia relativa del nivel de la lámina de agua oscila entre -3,1% y -0,9%.

Asimismo, con el objetivo de realizar una comparación entre las dos metodologías de aforo de caudal en lámina libre mediante curva de gasto y perfilador acústico Doppler, se ha procedido a la obtención de una curva de gasto teórica mediante las ecuaciones del flujo gradualmente variado.

Para cada caudal de ensayo, se ha obtenido su calado teórico Y_2 aguas arriba del ADCP utilizando la ecuación del vertedero. Posteriormente se procede a su vez a calcular los calados teóricos Y_1 mediante la ecuación del flujo gradualmente variado (curva de remanso) en la posición del ADCP, y por último, representando los calados teóricos Y_1 en función del caudal se obtiene la curva de gasto teórica del canal de laboratorio, en la sección donde se ubica el ADCP.

Una vez obtenida la curva de gasto del canal de laboratorio en la sección donde se ubica el ADCP, se procede a contrastar los resultados obtenidos mediante el ADCP con dicha curva.

Los resultados obtenidos mediante el ADCP y la curva de gasto son muy próximos, salvo para los caudales correspondientes a calados inferiores a 0,30 m donde el ADCP tiende a subestimar el caudal.

Para los calados superiores a 0,30 m el ADCP presenta resultados que oscilan alrededor de la curva de gasto, pero con diferencias relativamente bajas.

5.1.3 Sobre el análisis del funcionamiento del ADCP en ríos de la región del Quebec

El ADCP ofrece una serie muy grande de datos lo que facilita mucho la calibración de una curva de gasto, normalmente sin la necesidad de realizar extrapolaciones.

La curva de gasto reproduce muy bien las medidas obtenidas mediante el ADCP, salvo en presencia de hielo.

Para obtener buenas estimaciones con la curva de gasto es necesario que englobe toda la gama de valores de nivel-caudal, para evitar extrapolaciones que inducen a errores.

La curva de gasto reproduce muy bien las medidas obtenidas mediante el ADCP, principalmente durante las crecidas con unos errores relativos que varían entre 2,01 % y 5,01 %, y los caudales de punta son estimados con una desviación que varía entre - 4,90 % y 2,06 % y por último, los volúmenes estimados varían entre -1,05 % y 3,11 % en dicho periodo.

Durante las crecidas se ha observado que no existe una gran diferencia entre los índices de las ramas ascendentes y descendentes aunque exista un pequeño efecto de histéresis en algunos casos.

Se ha deducido que a calados y caudales muy bajos como en el periodo de estiaje, el ADCP ofrece medidas en forma de dientes de sierra debido a las grandes perturbaciones que se generan, lo que complica la utilización de estas medidas. Para ello, se puede aprovechar la curva de gasto, por su simplicidad, como una herramienta para tratar los caudales obtenidos con esta problemática, y transformarlos en datos continuos.

Asimismo, el ADCP tiene la ventaja de proporcionar de manera segura gran cantidad de medidas que cubren toda la gama de valores necesarios para calibrar una curva de gasto, que a su vez resulta más ventajosa para proporcionar medidas con menos fluctuaciones que el ADCP, por lo que claramente se puede deducir que existe una sinergia entre los dos métodos.

Por último, la presencia de hielo es un fenómeno muy complejo y variable; los errores obtenidos oscilan entre el 4,65% y el 477,27%. Cabría apuntar una respuesta del sistema completamente distinta en función de la dinámica de la capa de hielo superficial respecto del caudal líquido, fundamentalmente fruto de su estado de fracturación.

Así, cuando la capa de hielo esté fracturada y por tanto viaje con el agua, el limnómetro seguirá arrojando valores correctos en términos de altura de columna de agua y por tanto, las estimaciones de caudal a partir de éste y la curva de gasto obtenida previamente serán correctos, entendiéndose como tal caudal el líquido más el correspondiente a la capa de hielo. En este caso, el ADCP como instrumento único para aforar el caudal no es aconsejable, pues la onda de sonido se verá reflejada en la cara inferior de la cara de hielo casi con toda probabilidad.

Sin embargo, cuando la capa de hielo sea monolítica y no viaje con el flujo líquido, supondrá un verdadero contorno sólido, no existirá lámina libre y el comportamiento de aquél se asemejará más al de un flujo en presión. En consecuencia, no ha lugar hablar de curva de gasto, ni el ADCP será un buen método para estimar directamente el caudal.

5.2 Líneas de investigación futuras

El trabajo desarrollado en la presente tesina deja el camino preparado a futuros trabajos de investigación, entre los que se destaca:

- Comparación y análisis de la nueva instrumentación de tipo no intrusiva como la LSPIV o el radar.
- Analizar la viabilidad del uso del ADCP bajo hielo en ríos con capa de hielo superficial.
- Obtención de una herramienta equivalente a la curva de gasto en condiciones bajo capa de hielo monolítica o no fracturada.
- Comparar los costes de instalación, mantenimiento y explotación entre una estación hidrométrica con ADCP y una estación hidrométrica con limnómetro, en función de la precisión.

BIBLIOGRAFÍA

Bibliografía

- Adrian, R.J., (1991): *"Particle-imaging techniques for experimental fluid mechanics"*, Ann. Rev. Fluid. Mech., (23), 261-304.
- Aldana Valverde, A. L., (2002). *"Métodos de estimación de relaciones nivel caudal. Aplicación en los sistemas en tiempo real"*. Jornadas sobre sistemas de ayuda a la decisión ante problemas hidráulicos e hidrológicos en tiempo real. CEDEX. Madrid.
- Beach, M. H. (1984). *"Fish pass design criteria for the design and approval of fish passes and other structures to facilitate the passage of migratory fish in rivers"*. MAFF Fisheries Technical Report, 78.
- Bertrand-Krajewski, J.L., Laplace, D., Joannis, C., Chebbo, G., (2000). *"Mesures en hydrologie urbaine et assainissement"*. Éditeur: Technique et documentation-Lavoisier. 372-373
- Birgand, F., Benoist, J.C., Novince, E., Gilliet, N., Saint-Cast, P., Le Saos, E. (2005). *"Mesure des débits à l'aide de débitmètres ultrasoniques Doppler Cas des petits cours d'eau ruraux"*. Revue Ingénierie N° 41.
- Bjerklie, D. M., Dingman, S. L., Vorosmarty, C. J., Bolster, C. H. and G., C. R. (2003). *"Evaluating the potential for measuring river discharge from space"*. Journal of Hydrology 278, 17–38.
- Buchanan, T. J. and Somers, W. P. (1969). *"Discharge measurements at gaging stations"*, Volume 3.
- Cheng, R. T. (2000). *"Defining hydrology instrumentation for the 21st century"*. Scientific Investigations. U.S. Geological Survey.
- Costa, J. E., Cheng, R. T., Haeni, F. P., Melcher, N. B., Spicer, K. R., Hayes, E., Plant, W. J., Hayes, K., Teague, C. and Barrick, D. (2006). *"Use of radars to monitor stream discharge by noncontact methods"*. Water Resources Research 42.
- Creutin, J. D., Muste, M., Bradley, A. A., Kim, S. C. and Kruger, A. (2003). *"River Gauging using PIV technique: Proof of concept experiment on the Iowa River"*. Journal of Hydrology.
- Ducharme P. et Choquette Y. (2003). *"Hydrométrie en rivières. Étape 2: Preuve de concept et design préliminaire"*. Recherche et développement – IREQ. Hydro-Québec.
- Frappart, F., (2006) *"Hydrologie spatiale: Développement d'applications pour l'utilisation de la télédétection sur les grands bassins fluviaux"*, Thèse doctorale. Université de Toulouse III-Paul Sabatier, 283.
- Fujita, I. and S. Komura, (1994). *"On the accuracy of the correlation method"*, Proceedings of the 6th International Symposium on Flow Visualization, 858-862.

Bibliografía

- Fulford J., P. Pilon, Z. Kopaliani, P. Mc Curry and C. Caponi, (2007). *“Call for collaboration in WMO project for the Assessment of the Performance of Flow Measurement”* Instruments and Techniques, J. Hydr. Engrg., 133 (12), 1439-1440.
- Haeni, F. P., Buursink, M. L., Costa, J. L., B., M. N., Cheng, R. T. and Plant, W. J. (2000). *“Ground-Penetrating RADAR Methods Used in Surface-Water Discharge Measurements”*. GRP 2000, University of Queensland, Queensland, Australia, 494–500.
- Hauet, A. (2006) *“Estimation de débit et mesure de vitesse en rivière par Large-Scale Particle Image Velocimetry”*. Thèse doctorale. Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Herschy, R. W. y Newman, J. D., (1974): *“The electromagnetic method of river flow measurement. Symposium on River Gauging by Ultrasonic and Electromagnetic Methods”*, Water Research Centre, Department of Environment, Water Data Unit, University of Reading, U.K.
- Jacon, G., (1986). *“Tracé de la courbe de tarage et calcul des débits”*. Ed ORSTOM. Manuel d'hydrométrie 5 448235.
- Kean, W. K. and Smith, J. D. (2005). *“Generation and verification of theoretical rating curves in the whitewater river basin, Kansas”*. J. Geophys.
- Kim, W., (2008). *“Intercomparison of new hydrometric techniques in an experimental river reach”*, Experiences and Advancements in Hydrometry, Korea Institute of Construction Technology, Seoul, Republic of Korea.
- Lang M., Perret C., Renouf E., Sauquet E. and Paquier A., (2006). *“Incertitudes sur les débits de crue”* LA HOUILLE BLANCHE/N° 6, 36-37.
- Lenormand, J., (1974): *“Débitmètre à ultrasons mdl 2 compte rendu d'essais: Ponts et chaussées, Service des voies navigables du Nord et du Pas-de-Calais”* Service hydrologique centralisateur, Lambersant, France.
- León J.G, Seyler F., Puerta A. (2011). *“Estimación de curvas de gasto en estaciones virtuales Envisat sobre el cauce principal del río Orinoco”*. Ingeniería e Investigación Vol. 31 N° 3, 91 – 99.
- León, J.G., Domínguez, E., Duque, G., (2008) *“Avances más Recientes Sobre la Aplicación de la Altimetría Radar por Satélite en Hidrología”*. Ingeniería e Investigación. Vol. 28 N° 3, 126 - 131.
- Lucas, M.C. and Frear, P.A. (1997). *“Effects of a flow-gauging weir on the migratory behaviour of adult barbel, a riverine cyprinid”*. Journal of Fish Biology, 50: 382-396.
- Marinus G. B., Replogle J. A., Clemmens A. J. (1986) *“Aforadores de caudal para canales abiertos”*. Traductores: Ortiz Fdz.-Urrutia J. A. y Martínez Beltrán J. Publicación N°38. 11-18.

- Melcher, N. B., Costa, J. E., Haeni, F. P., Cheng, R. T., Thurman, E. M., Buursink, M., Spicer, K. R., Hayes, E., Plant, W. J. and Keller, W. C. and Hayes, K. (2002). *“River discharge measurements by using helicopter-mounted radar”*. Geophys. Res. Lett. 29(22), 2084.
- Moreno Santaengracia, M^a. L. (2010). *“Técnicas y algoritmos empleados en estudios hidrológicos e hidráulicos”*. Servicio de Aforos y Estadística Confederación Hidrográfica del Ebro.
- Morlock, S.E., Nguyen, H.T., Ross, J.H. (2002) *“Feasibility of Acoustic Doppler Velocity Meters for the Production of Discharge Records from U.S. Geological Survey Streamflow-Gaging Stations”*. U.S. Geological Survey, Water-Resources Investigations Report 01-4157. Indianapolis USA, 56.
- Mueller, D.S., (2003). *“Field evaluation of boatmounted acoustic Doppler instruments used to measure streamflow”*, Proceedings IEEE/OES Seventh Working Conference on Current Measurement Technology, 30-34.
- Muste, M., Kim, W., Fulford, J. M.,(2008). *“Desarrollo de la tecnología hidrométrica: instrumentos nuevos y emergentes para trazar los mapas de las condiciones hidrodinámicas de los ríos”*. Boletín de la OMM 57 (3), 163 – 169.
- Norma ISO 748:2007, (2007). *“Hidrometría—Medida de caudal de líquidos en canales abiertos utilizando medidores de caudal o flotadores”*.
- Oberg, K.A., S.E. Morlock and W.S. Caldwell, (2005). *“Quality-Assurance Plan for Discharge Measurements Using Acoustic Doppler Current Profilers”*. US Geological Survey Scientific Investigations Report 2005-5183.
- Organización Meteorológica Mundial, (1994). *“Guía De Prácticas Hidrológicas”*. Adquisición Y Proceso de Datos, Análisis, Predicción y Otras Aplicaciones. Quinta edición. OMM-Nº168.
- Plant, W. J., Keller, W. C. and Hayes, K. (2005). *“Measurement of river surface currents with coherent microwave systems”*. Geoscience and Remote Sensing, IEEE Transactions on 43(6), 1242–1257.
- Rantz, S. E. (1982). *“Measurement and Computation of Streamflow”*. Technical report, USGS.
- RD Instruments, (1996). *“Acoustic Doppler Current Profilers—Principle of Operation, A Practical Primer”*, San Diego, CA, USA.
- Rhodes, D. and Servais, S. (2006). *“Guidelines: Low cost modifications to the Crump weir to improve fish passage”*. Technical report, Environment Agency.
- Sanz Ronda, F.J., Bravo Córdoba, F.J., Martínez De Azagra, A., (2010). *“Estaciones de aforo v-flat y peces migradores de la península ibérica: problemas y soluciones”*. Ingeniería Civil. CEDEX. Nº 158
- Scott V.H. y Houston C.E. (1959). *“Measuring Irrigation Water”*. California Agric. Expt. Station, Circular 473.

Bibliografía

- Simpson, M.R. and Oltmann, R.N. (1993). *“Discharge-Measurement Systems Using an Acoustic Doppler Current Profile with Applications to Large Rivers and Estuaries”*. US Geological Survey Water-Supply Paper 2395.
- SONTEK, (2000). *“Doppler velocity log for ROV/ AUV applications”*, SonTek Newsletter, 6 (1), SonTek, San Diego, CA, USA.
- Vorosmarty, C. J., Willmott, C. J., Choudhury, B. J., Schloss, A. L., Stearns, T. K., Robeson, S. M. and Dorman, T. J. (1996). *“Analyzing the discharge regime of a large tropical river through remote sensing, ground-based climatic data, and modeling”*. Water Resources Research 32(10), 3137-3150.
- Walters, G. (1996). *“Hydraulic model tests on the proposed fish pass structure for Hurn Gauging Weir, Dorset”*. Technical report, Exeter Enterprises.
- White, W. and Hartley, W. (1970). *“Experiments to compare the passage of fish over two triangular profile flat-vee weirs”*. Environment Agency, technical Report INT 67.