

ADVERTIMENT. La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX (www.tesisenxarxa.net) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

ADVERTENCIA. La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR (www.tesisenred.net) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

WARNING. On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX (www.tesisenxarxa.net) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
Escola tècnica superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports
Departament d'Enginyeria Hidràulica, Marítima i Ambiental

PROGRAMA DE DOCTORADO EN INGENIERÍA CIVIL

Tesis Doctoral

***FLUJO DESBORDADO EN RÍOS CON
LLANURAS DE INUNDACIÓN:
Cálculo de la capacidad hidráulica en cauces
compuestos de planta recta y meandriforme. Aplicación
a la modelación numérica***

Pedro José Martín Moreta

DIRECTOR:
Juan Pedro Martín Vide

Barcelona, Octubre de 2014

“...la paciencia es la madre de la ciencia...”
Isaac Newton

RESUMEN

El flujo desbordado en secciones de ríos con llanuras de inundación (secciones compuestas) presenta fuertes fenómenos tridimensionales que lo diferencian del flujo confinado en el cauce principal (asimilable a secciones simples). Estos fenómenos hacen que la modelación del flujo desbordado sea más compleja, y que los resultados obtenidos con los métodos clásicos de cálculo no representen adecuadamente la realidad. La diferencia de calado y de rugosidad entre el cauce principal y las llanuras provoca que las velocidades en las llanuras sean diferentes que las del cauce. Este gradiente de velocidad genera una capa de corte en la línea imaginaria que separa las zonas de cauce y llanuras, a través de la cual se produce una transferencia de cantidad de movimiento (*momentum*) entre ambas zonas. En el caso de cauces de planta recta (cauces prismáticos), la transferencia es debida únicamente a la tensión de interacción entre las masas fluidas de diferente velocidad, y en el caso de cauces de planta meandriforme, el intercambio de caudal entre cauce y llanuras y el ángulo que forman las direcciones del flujo entre ambos son otros factores que hay que tener en cuenta.

Tradicionalmente, la capacidad de las secciones compuestas se ha calculado adaptando los métodos utilizados en secciones simples a las diferencias de calado y rugosidad. Entre los años 1980-2000 se demostró experimentalmente que estos métodos no dan buenos resultados, especialmente cuando la rugosidad de las llanuras es mucho mayor que la del cauce principal, y se desarrollaron nuevos métodos de cálculo.

En cauces rectos, el Método de la Fuerza de Interacción, *Apparent Shear Force Method* (ASFM) en inglés, es el método más estudiado. En el ASFM es necesario calcular la tensión de interacción en la línea vertical de separación entre el cauce y las llanuras (Figura 1). Muchos autores han estimado esta tensión con fórmulas empíricas que son válidas únicamente para la geometría para la cual fueron deducidas.

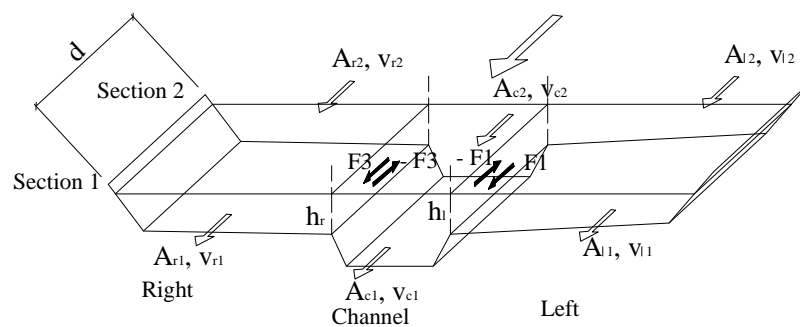


Figura 1. Equilibrio de fuerzas entre cauce y llanuras. F_1 y F_3 son las fuerzas de interacción.

En el presente trabajo se propone una formulación generalizada, basada en la hipótesis de la longitud de mezcla de Prandtl, para estimar la tensión de interacción entre cauce y llanura en cauces prismáticos. Esta formulación depende del gradiente de velocidades al cuadrado y de un coeficiente de fricción entre superficies de agua, llamado coeficiente aparente de fricción (*apparent friction coefficient* en inglés) o coeficiente de interacción. El coeficiente aparente de fricción ha sido calibrado y validado con datos de tensiones de diversos autores.

La nueva formulación propuesta para la tensión de interacción se ha aplicado al cálculo uni-dimensional usando el método de la fuerza de interacción, *Apparent Shear Force Method* en inglés (ASFM). La comparación de los resultados con datos de canales de gran escala, el FCF (*Flood Channel Facility*), y de pequeña escala demuestran la validez y precisión del método para una gran variedad de geometrías. Otros métodos de cálculo, como los métodos tradicionales de separación en zonas, *Divided Channel Method* en inglés (DCM) o de sección completa, *Single Channel Method* en inglés (SCM) y los nuevos métodos desarrollados en los últimos años, el método de la Coherencia, *Coherence Method* (COHM), el método de divisiones promediadas, *Weighted Divided Channel Method* (WDCM), el método del intercambio de caudales, *Exchange Discharge Method* (EDM), y el método de separación con interacción, *Interacting Divided Channel Method* (IDCM), se han aplicado al cálculo unidimensional y se han comparado entre sí en términos de caudal total y de distribución de caudales entre cauce y llanuras. Se mostrarán las ventajas e inconvenientes de cada método en cuanto a ajuste con los datos, sencillez de aplicación y fundamento físico del método.

En el caso de cauces naturales donde la geometría en planta es meandriforme, el problema se complica. Se han analizado algunos aspectos de este tipo de flujo, especialmente cuando las llanuras son más rugosas que el cauce, y se ha mostrado la importancia de fuentes de pérdidas como las debidas a la transferencia de caudal y a la interacción turbulenta. El flujo desbordado en cauces meandriformes es marcadamente tridimensional y los métodos tradicionales de cálculo dan errores mayores que en los cauces rectos. En esta tesis se ha generalizado un nuevo método que tiene en cuenta la transferencia de caudal entre el cauce y las llanuras y las tensiones de interacción entre ambas zonas. Este método, que propone una separación vertical entre el cauce y las llanuras, presenta mejoras respecto a los métodos tradicionales, especialmente en el caso de cauces meandriformes con llanuras más rugosas. Se ha demostrado que en estos casos la separación vertical representa mejor la realidad que la separación horizontal.

Finalmente, se han utilizado modelos numéricos en una, dos y tres dimensiones para simular el flujo desbordado en canales con datos disponibles y se ha comprobado la influencia de la condición de contorno en el resultado final. Las nuevas formulaciones presentadas para cauces rectos y meandriformes permiten mejorar la estimación de las condiciones de contorno que son habituales en los modelos numéricos, respecto a los métodos tradicionalmente usados que no tienen en cuenta la interacción entre el cauce y las llanuras.

SUMMARY

This thesis deals with the interaction between the main channel and floodplain flows during overbank in rivers with a compound section. The three-dimensional flow occurring in compound channels presents serious difficulties in order to accurate estimation of water levels, velocity distribution and energy losses. The different depths and roughness between the main channel and floodplains create a velocity gradient which generates turbulent shear stresses and momentum exchange in the interaction area. In straight compound channel the momentum transfer is only due to turbulent shear stress between fluid masses with different velocity, but in meandering compound channels the mass exchange between main channel and floodplains has also to be considered.

Traditionally, the conveyance of compound channels has been calculated by methods developed for single sections. Since 1980s many authors have demonstrated that these methods are not valid for compound channels, especially when floodplain roughness is higher than main channel roughness. New methods for estimating discharge in the compound sections have been developed during the last 30 years.

In straight compound channels, the apparent shear force method (ASFM) has been widely studied. This method need to estimate the apparent shear stress (interaction stress) at the imaginary line which separates the main channel and floodplains (Fig. 1). Many authors have tried to develop empirical formulae for this stress which are only valid for the particular geometry they were adjusted.

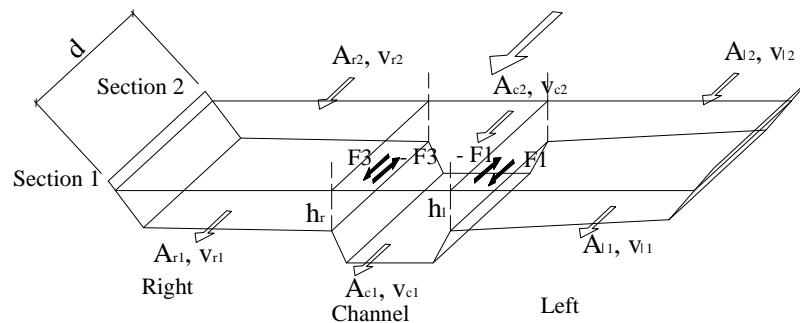


Figure 1. Force balance between channel and floodplains. F_1 and F_3 are interaction forces.

The present thesis aims to summarize the most important experimental data of apparent shear stress available, covering a wide range of geometries, scales and roughness distributions. A dimensionally sound formula based on the Prandtl's mixing length hypothesis has been followed for estimating the apparent shear stress. The formula is depending on the square of the velocity gradient between the main channel and the floodplain and on a friction coefficient named "apparent friction coefficient". The main objective has been to examine the influence of cross-section geometry and roughness on the variation of the apparent friction coefficient. A more general formula for estimating the apparent friction coefficient has been developed, being calibrated from the laboratory data, which include small-scale flumes and the FCF, with smooth or rough floodplains and with rigid or mobile bed in the main channel.

The new formulation has been applied to one-dimensional computation by using the ASFM. The results have been compared with experimental data from large channels, FCF, and small channels, showing the validity and accuracy of the ASFM for a wide variety of geometries. Traditional methods, like Single Channel Method (SCM) and Divided Channel Method (DCM), and new methods, like Coherence Methods (COHM), Weighted Divided Channel Method (WDCM), Exchange Discharge Method (EDM) and Interacting Divided Channel Method (IDCM), have been applied to the same data and the performance of these methods have been investigated in terms of total discharge and its distribution between the main channel and floodplains.

In natural rivers the main channel usually meanders across the floodplains and the flow interaction is more complicated. In this thesis the overbank flow in a sinuous channel with floodplains has been also investigated, focusing on the effect of floodplain vegetation on different aspects of flow. The available data of the scale model of the Besós River has given the opportunity of working with roughness elements which simulate the natural vegetation of rivers. A complete analysis about the depth-averaged velocity distribution, the discharge distribution and the momentum balance between the main channel and floodplains have been presented. The effects of floodplain roughness (which is flexible vegetation) on discharge distribution and momentum balance have been also investigated.

This advances in the compound sinuous channel flow have also been used to generalize a 1D model based on the momentum equation (Martín-Vide and López-Querol, 2004), which include new terms for the interaction between main channel and floodplains. For these terms a closure is presented so that this friction force is expressed in terms of depth and velocity gradients with the aid of one single coefficient (k), which is used throughout the tests.

Finally, this thesis also attempts to compare the accuracy of one-dimensional (1D), two-dimensional (2D) depth-averaged and three-dimensional (3D) codes in the numerical simulation of free surface flows in compound open channels. Assessment was conducted using benchmark data collected from a straight compound channel at the UK EPSRC Flood Channel Facility (FCF) and the sinuous compound channel at the Besós river model. Assessment of the codes has been based on the prediction of water surface elevations and depth-averaged velocity traverses at the middle section of the straight channel and at around a meander bend for the sinuous channel.

AGRADECIMIENTOS

Gracias a Juan Pedro por enseñarme una nueva forma de trabajar, por enseñarme una nueva forma de ser, por seguir pacientemente mis lentas evoluciones y por todos estos años de trabajo y amistad.

Gracias a Gerardo Benito (*CSIC*) por enseñarme que no solo de ingeniería vive el hombre. De Gerardo aprendí el primer paso para ser un científico, la paciencia. Tanto en el plano personal como en el profesional Gerardo es uno de mis mayores referentes, su clarividencia y su imaginación a la hora de publicar me dio una visión nueva del trabajo de un ingeniero. Gracias a Gerardo empecé a publicar y a mezclarme con el mundo científico en aquel lejano congreso del *DEFRA* en 2002, donde aprendí lo entusiasmante que puede ser el trabajo de un investigador. Con su equipo he compartido muy buenos momentos de trabajo y tengo que decir: gracias Gerardo, Mayte, M^a Ángeles, Baryl, etc.

Gracias también a los investigadores de la *Universitat Politècnica de Catalunya* (Marta, Gustavo, Carles, Francisco, Vicente, David y Allen) por el apoyo y la ilusión que me han transmitido. Gracias a: Profesor Ángel Saínz Bordá (*Universidad de Cantabria*) y Profesora Ana María Ruiz Terán (*UCLM e Imperial College of London*) por el apoyo y ánimo que me dieron en momentos difíciles, Profesor Luis Garrote (*Universidad Politécnica de Madrid*) por los cursos de doctorado que allí realicé y que me permitieron avanzar en el uso de herramientas utilizadas en la tesis, Profesor Peter Richard Wormleaton (*Queen Mary University of London*) por los meses de estancia en Londres en los que me empapé de sus conocimientos y por sus artículos que han sido una de mis principales fuentes de inspiración, Profesor Antonio Heleno Cardoso (*Instituto Superior Técnico de la Unisersidade Técnica de Lisboa*) por ayudarme en el humilde trabajo experimental de esta tesis, Doctores Joao Rocha y Joao Nuno Fernandes por usar las instalaciones del *Laboratório Nacional De Engenharia Civil de Portugal*. Perdón si se me olvida alguien.

Y gracias a mis padres y a Susana y a Sara por todo.

NOTACION

Símbolos

a'	constante del segundo término de la ley logarítmica (Von Karman)	[-]
A	área de flujo	[L ²]
A_r	relación de aspecto del cauce = b/h (factor de forma)	[-]
B, b	ancho de la sección, ancho del fondo del cauce	[L]
b_c	ancho del cauce a la altura de la llanura	[L]
B_f	ancho del fondo de la llanura	[L]
B_r	relación de anchos = B/b (ancho relativo)	[L]
C'	coeficiente de interacción turbulenta dependiente de ΔU	[-]
C	coeficiente de interacción turbulenta independiente de ΔU	[-]
C_{fa}	coeficiente aparente de fricción	[-]
d	separación entre dos secciones consecutivas en el eje longitudinal del flujo	[L]
f	coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach	[-]
F	fuerza de interacción turbulenta por unidad de peso	[MLT ⁻²]
g	aceleración de la gravedad	[LT ⁻²]
H	calado del cauce o calado en cualquier punto de un canal	[L]
h	calado, calado del cauce debajo del nivel de las llanuras	[L]
h_f	calado de las llanuras = $(H-h)$	[L]
H_r	relación de calados = $(H-h)/H$ (calado relativo)	[-]
I	pendiente de fricción	[-]
k	constante del coeficiente de interacción turbulenta entre cauce y llanuras, C	[-]
k_s	altura de rugosidad	[L]
k^*	altura de rugosidad a la altura de la velocidad de corte u^*	[L]
K	capacidad hidráulica calculada con la fórmula de Manning	[L ³ T ⁻¹]
K_{fa}	coeficiente de C_{fa} afectado por el ancho de la llanura	[-]
Mom	cantidad de movimiento	[MLT ⁻¹]
n	coeficiente de fricción de Manning	[Who knows?]
n_r	relación de rugosidades = n_f/n_c (rugosidad relativa)	[-]
N_{of}	número de llanuras	[-]
p	presión hidrostática	[ML ⁻¹ T ⁻²]
p_d	presión hidrodinámica	[ML ⁻¹ T ⁻²]

P =	perímetro mojado total	[L]
Q, q =	caudal, caudal unitario	[L ³ T ⁻¹]
Re =	número de Reynolds	[-]
R_h =	radio hidráulico	[L]
s =	pendiente de las márgenes del cauce, pendiente de fondo de un canal	[-]
S_f =	pendiente de fricción calculada con la fórmula de Manning (I)	[-]
S_o =	pendiente de fondo de un canal (s)	[-]
u, v, w =	componentes longitudinal- x , lateral- y y vertical- z de la velocidad	[LT ⁻¹]
u^* =	velocidad tangencial en el fondo	[LT ⁻¹]
U, V, W =	componentes longitudinal- x , lateral- y y vertical- z de la velocidad	[LT ⁻¹]
$\bar{U}, \bar{V}, \bar{W}$ =	componentes de la velocidad en x, y, z , promediadas en el tiempo	[LT ⁻¹]
$U(y)$ =	componente longitudinal (dirección- x) de la velocidad en cada altura y .	[LT ⁻¹]
U_c =	velocidad del cauce calculada con la fórmula de Manning	[LT ⁻¹]
U_f =	velocidad de la llanuras calculada con la fórmula de Manning	[LT ⁻¹]
U_{mc}^m =	velocidad del cauce obtenida con una fórmula de tensión aparente	[LT ⁻¹]
U_{fp}^m =	velocidad de las llanuras obtenida con una fórmula de tensión aparente	[LT ⁻¹]
U_* =	velocidad tangencial en el fondo	[LT ⁻¹]
v =	velocidad media, calculada como el caudal, Q , dividido por el área, A	[LT ⁻¹]
Vol =	volumen de control entre dos secciones	[L ³]
x, y, z =	coordenadas longitudinal (dirección horizontal principal del flujo), lateral (dirección horizontal perpendicular al flujo principal) y vertical	[L]
z =	calado del centroide	[L]
W =	término del peso en una columna de agua	[MLT ⁻²]
α =	ángulo entre el eje del cauce y la dirección del flujo en la llanura	[-]
β =	coeficiente de Boussinesq	[-]
γ =	peso específico del agua	[MLT ⁻² L ⁻³]
$\Delta U = (U_c - U_f)$ =	gradiente de velocidades entre el cauce y la llanura	[LT ⁻¹]
δ_{ij} =	delta de Kronecker	[-]
ε_{xy} =	viscosidad de remolino adimensional	[-]
κ =	constante de Von Karman	[-]
ϕ =	factor de corrección de líneas de corriente en el tubo de Pitot	[-]
ξ =	coeficiente de promedio del WDCM	[-]
μ =	viscosidad dinámica	[ML ⁻¹ T ⁻¹]

$\rho =$	densidad de agua	$[\text{ML}^{-3}]$
$\sigma =$	tensor de tensiones	$[\text{ML}^{-1} \text{T}^{-2}]$
$\tau =$	tensión de corte total en el fondo	$[\text{ML}^{-1} \text{T}^{-2}]$
$\tau_a =$	tensión aparente de corte entre el cauce y las llanuras	$[\text{ML}^{-1} \text{T}^{-2}]$
$\tau_b =$	tensión de corte en el fondo (en el perímetro mojado)	$[\text{ML}^{-1} \text{T}^{-2}]$
$\tau_{yx} =$	tensión de corte en plano vertical xz	$[\text{ML}^{-1} \text{T}^{-2}]$
$\tau_{zx} =$	tensión de corte en plano horizontal xy	$[\text{ML}^{-1} \text{T}^{-2}]$
$\nu =$	viscosidad cinemática	$[\text{L}^2 \text{T}^{-1}]$
$\nu_t =$	viscosidad turbulenta	$[\text{L}^2 \text{T}^{-1}]$

Subíndices y superíndices:

$1 =$	sección de aguas abajo
$2 =$	sección de aguas arriba
$b =$	fondo del cauce
$c =$	cauce principal
$d =$	promediado en calado
$f =$	llanuras, llanura derecha e izquierda respectivamente
$i =$	dato individual, relativo a una subsección o a un elemento de división.
$k =$	zone number k in a section
$l, r =$	llanura izquierda y derecha respectivamente
$m =$	medio
$r =$	relación de llanura/cauce (f/c), p.ej. $H_r = (H-h)/H$, $n_r = n_f/n_c$, $B_r = B_f/b$
$t, tot =$	total
$T =$	transversal o transferencia
$x =$	dirección principal del flujo
$y =$	dirección horizontal perpendicular a la dirección principal
$\alpha, \alpha_r =$	exponente del calado relativo en el primer y segundo término respectivamente
$\beta =$	exponente del factor de forma del cauce
$\gamma =$	exponente de la relación de rugosidades
$\omega =$	exponente del factor de forma en el cauce

ÍNDICE

Portada y cita	
Resumen	i
Summary	iii
Agradecimientos	v
Notación	vi
Índice	ix
1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos principales	3
2. Estado del Conocimiento	5
2.1. Introducción	5
2.2. Flujo desbordado en cauces compuestos de planta prismática	7
2.2.1. Principales características del flujo desbordado	7
2.2.2. Influencia de la rugosidad en las llanuras.....	24
2.2.3. Experimentos en cauces con lecho móvil.....	28
2.2.4. Estudios en ríos naturales	32
2.3. Métodos de cálculo de la capacidad hidráulica en cauces prismáticos.....	36
2.4. Flujo desbordado en cauces compuestos de planta meandriforme	60
2.4.1. Características generales del flujo	60
2.4.2. Influencia de la rugosidad en las llanuras.....	77
2.5. Métodos de cálculo de la capacidad hidráulica en cauces meandriformes	84
3. Ecuaciones Generales	99
3.1. Introducción.	99
3.2. Ecuaciones generales de la dinámica de fluidos. Ecuaciones de Navier-Stokes.....	99
3.3. Ecuaciones constitutivas. Tensor de esfuerzos en un fluido newtoniano.	105
3.4. Flujo turbulento. Ecuaciones de Reynolds y tensiones turbulentas.....	107
3.5. Ecuaciones de Navie-Stokes promediadas en calado. Ecuaciones bidimensionales o de aguas poco profundas	110
4. Generalización del Coeficiente Aparente de Fricción en cauces rectos.....	115
4.1. Introducción	115
4.2. Ecuaciones del ASFM	115
4.3. Datos experimentales	117
4.4. Análisis de los datos	120
4.5. Nueva formulación para el Coeficiente Aparente de Fricción	123
4.5.1. Secciones simétricas	123
4.5.2. Secciones asimétricas	132
4.5.3. Cauces con lecho móvil.....	134
4.6. Validación del Coeficiente Aparente de Fricción.....	135
4.7. Discusión de los resultados	137
4.8. Conclusiones	138
5. Aplicación del nuevo Coeficiente Aparente de Fricción al ASFM. Comparación con otros métodos de cálculo del caudal.....	141
5.1. Introducción	141

5.2. Resumen y análisis de los datos.....	142
5.3. Resultados de los métodos tradicionales.	147
5.3.1. Introducción.....	147
5.3.2. Secciones con cauce liso y llanuras lisas.....	147
5.3.3. Secciones con cauce liso y llanuras rugosas.....	152
5.3.4. Secciones con cauce móvil y llanuras lisas y rugosas.	161
5.3.5. Ríos con sección compuesta.....	170
5.3.6. Secciones asimétricas.	174
5.3.7. Resumen de resultados y conclusiones.....	178
5.4. Resultados de los nuevos métodos de secciones compuestas.....	180
5.4.1. Introducción.....	180
5.4.2. Secciones con cauce liso y llanuras lisas.....	186
5.4.3. Secciones con cauce liso y llanuras rugosas.....	193
5.4.4. Secciones con cauce móvil y llanuras lisas y rugosas.	202
5.4.5. Ríos con sección compuesta.....	207
5.4.6. Resumen de resultados y conclusiones.....	209
5.5. Mejoras propuestas en los nuevos métodos.....	211
6. Métodos experimentales para estimar la tensión aparente de corte.....	215
6.1. Introducción.....	215
6.2. Descripción del canal. Geometría y plan de ensayos.....	215
6.3. Instrumentación del canal.....	216
6.3.1. Medidas del calado: limnímetros.....	217
6.3.2. Medidas del caudal: caudalímetros.....	217
6.3.3. Medida de las velocidades: tubo de Pitot.....	217
6.3.4. Medida de las tensiones de fondo: tubo de Pitot.....	219
6.3.5. Medida de la tensión aparente de corte entre cauce y llanura.....	219
6.4. Análisis de los datos. Resultados.....	220
6.4.1. Curvas calado-caudal.....	220
6.4.2. Flujo turbulento liso completamente desarrollado.	222
6.4.3. Tensiones de fondo y tensiones aparentes de corte.....	225
6.4.4. Velocidades promediadas en calado.....	230
6.4.5. Caudales.....	231
6.5. Conclusiones.....	233
7. Características del flujo desbordado en un cauce sinuoso con vegetación en las llanuras. Métodos de cálculo del caudal.....	235
7.1. Introducción.....	235
7.2. Modelo reducido del proyecto de restauración del río Besòs. Datos experimentales.....	235
7.3. Análisis de los resultados. Características del flujo desbordado en un cauce sinuoso.....	244
7.3.1. Curvas caudal-calado.....	244
7.3.2. Estructuras de flujo.....	246
7.3.3. Distribución lateral de la velocidad promediada en calado.....	249
7.3.4. Proporción de caudal en cauce y llanuras.....	255
7.3.5. Coeficientes de resistencia al flujo.....	260
7.3.6. Intercambio de la cantidad de movimiento y estimación de la fuerza aparente de corte.....	263
7.4. Resultados obtenidos con los métodos tradicionales.....	274

7.5.	Nuevo método para cauces sinuosos con llanuras. EDIFM modificado. .	282
7.5.1.	Introducción.....	282
7.5.2.	Formulación del Método de Intercambio de Caudales con Fuerza de Interacción (EDIFM).	283
7.5.3.	Influencia de la rugosidad de las llanuras en la fuerza aparente de corte. EDIFM modificado.....	286
7.6.	Conclusiones.....	289
8.	Modelación numérica del flujo desbordado en cauces con llanuras.....	293
8.1.	Introducción. Síntesis del estado del conocimiento.....	293
8.2.	Datos experimentales.....	294
8.2.1.	Cauces de planta recta con llanuras de inundación. Canal de experimentos Flood Channel Facility (FCF).....	295
8.2.2.	Cauces de planta meandriforme. Modelo reducido del río Besós.....	297
8.3.	Modelación unidimensional (1D).	298
8.3.1.	Modelo HEC-RAS. Ecuaciones generales y descripción del modelo. Opciones de cálculo en secciones compuestas.....	298
8.3.2.	Modelación de la geometría en planta recta, secciones 1D en FCF. .	303
8.3.3.	Modelación de la geometría en planta meandriforme, secciones 1D en el modelod del río Besós.....	303
8.4.	Modelación bidimensional (2D).	304
8.4.1.	Modelo SRH2D. Ecuaciones generales y descripción del modelo. ..	305
8.4.2.	Modelación de la geometría en planta recta, malla 2D en el FCF	309
8.4.3.	Modelación de la geometría en planta meandriforme, malla 2D en el modelod del río Besós	310
8.5.	Modelación tridimensional (3D).....	311
8.5.1.	Modelo tridimensional SSIIM3D. Ecuaciones generales y descripción del modelo.....	311
8.5.2.	Modelación de la geometría en planta recta, malla 3D en FCF.	314
8.5.3.	Modelación de la geometría en planta meandriforme, malla 3D en el modelo del río Besós	315
8.6.	Resultados de los modelos.....	315
8.6.1.	Cauces de planta recta con flujo confinado.....	316
8.6.2.	Flujo desbordado en cauce de planta recta y llanuras sin variación de rugosidad.....	323
8.6.3.	Flujo desbordado en cauce de planta recta con llanuras de inundación con vegetación	341
8.6.4.	Flujo desbordado en cauce sinuoso y llanuras sin vegetación.....	351
8.6.5.	Flujo desbordado en cauce sinuoso y llanuras con vegetación flexible.....	363
8.7.	Mejoras propuestas para la modelación numérica en cauces de sección compuesta.	378
8.7.1.	Condiciones reales de los experimentos del FCF.....	378
8.7.2.	Condiciones reales de los experimentos del modelo del Besós.....	387
8.8.	Conclusiones.....	391
9.	Conclusiones y recomendaciones para investigaciones futuras	393
9.1.	Conclusiones.....	393
9.2.	Propuestas futuras de investigación.....	396

9. Conclusions and future ressearch	399
9.1. Conclusiones	399
9.2. Future Research	402
10. Bibliografía.....	405
ANEJO I: PARAMETROS PRINCIPALES DE LOS DATOS DEL MODELO REDUCIDO DEL RIO BESOS (UPC)	413
ANEJO II: DATOS UTILIZADOS DEL MODELO REDUCIDO DEL RIO BESOS (UPC).....	415
ANEJO III: PRODUCCIÓN CIENTIFICA DE LA TESIS.....	443

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Los ríos han sido tradicionalmente encauzados para evitar que el desbordamiento en avenidas generara daños en las áreas ocupadas por el ser humano. Esta tendencia se ha visto acentuada en el siglo XX, ocasionando un cambio en la fisonomía de los ríos que han sido transformados en canales rectos de materiales no naturales y, en ocasiones, en canales enterrados. Estos cambios han llevado a disminuir el riesgo de desbordamiento en época de avenidas especialmente en las áreas urbanas, pero a costa de transformar los ríos en corrientes de agua sin ninguna interacción con el medio natural.

La actual preocupación de la sociedad por el medio ambiente está originando una línea de actuación sobre los ríos totalmente opuesta. El interés en mantener los ríos como corredores fluviales que relacionen espacios naturales entre sí y que sirvan a la fauna como vía de unión entre diferentes habitats, así como el creciente uso recreativo, está orientando a las autoridades a preocuparse de recuperar o mantener las condiciones naturales de los ríos mediante proyectos de restauración y/o rehabilitación medioambientalmente aceptables. Estas actuaciones tienden a restablecer y conservar la vegetación riparia, los materiales del lecho del cauce, las pendientes naturales y las formas meándricas de los ríos, modificando así las condiciones hidráulicas que permitirían disminuir el riesgo de inundaciones en las áreas habitadas. Además, la tendencia actual de edificar cerca de los ríos por ser áreas más agradables y más baratas, sumada a las consecuencias del Cambio Climático, que está incrementando la frecuencia e intensidad de los desbordamientos, hacen que los daños producidos por las inundaciones en los primeros años del siglo XXI hayan aumentado.



Figura 1.1.1. Desbordamiento del río Ebro, provincia de Zaragoza, 2003.

En Inglaterra, las inundaciones del verano del 2007 fueron las peores de los últimos 100 años, en Centroeuropa ha aumentado la frecuencia de las inundaciones dejando numerosas ciudades como Praga bajo las aguas y en España el río Ebro, Figura 1.1.1, se ha desbordado en tres ocasiones desde el año 2000 (2001, 2003, 2007 y 2008)

provocando graves inundaciones en campos de cultivo, infraestructuras y zonas urbanas, con daños que ascendieron a 27 millones de euros en 2007 (abc.es, 24-09-2007).

Con todas estas premisas se puede concluir que el técnico responsable de mantener la seguridad de las personas frente a inundaciones debe conocer con la mayor precisión posible los niveles de agua que se pueden alcanzar en época de avenidas. Esto permitirá proyectar las protecciones en los ríos, especialmente en las llanuras de inundación, de forma que las infraestructuras, tierras de labor, viviendas y vidas humanas no sean afectadas por las inundaciones.

El problema del técnico es que los métodos numéricos más utilizados para el cálculo de la capacidad hidráulica en una sección de cauce con llanuras de inundación, están basados en los métodos deducidos para flujo confinado en el cauce (secciones simples). En un río desbordado, las herramientas con las que se cuenta para el cálculo de los niveles de agua a partir del caudal van desde las sencillas fórmulas empíricas (Manning) hasta los modelos multidimensionales (2D y 3D) que resuelven las ecuaciones de Navier-Stokes. Los modelos 1D como el modelo HEC-RAS o el modelo MIKE 11 son sencillos y rápidos de utilizar, pero los métodos que emplean para calcular los niveles de agua no tienen en cuenta la interacción entre el flujo del cauce y el flujo desbordado de las llanuras. Los modelos en 2D y 3D presentan formulaciones más completas, que normalmente tienen en cuenta los fenómenos turbulentos producidos en la zona de interacción entre el cauce y las llanuras, pero que necesitan mucho tiempo y esfuerzo computacional. Además, estos modelos precisan de usuarios con experiencia y con mayores conocimientos de mecánica de fluidos. En la actualidad la evolución de los ordenadores está ampliando el uso de los modelos bi- y tri-dimensionales por lo que es necesario avanzar en el conocimiento de las formulaciones y de la validez de sus resultados.

El flujo desbordado en cauces con llanuras de inundación es bastante tridimensional, especialmente en la zona de interacción entre el cauce y las llanuras, Figura 1.1.2. El mayor calado en el cauce principal, donde generalmente la rugosidad es menor que en las llanuras, crea una diferencia de velocidades entre el flujo más rápido del cauce y el más lento de las llanuras. Este gradiente de velocidades crea una capa de corte en la zona de interacción entre cauce y llanuras, en la que se generan complicadas estructuras de flujo, vórtices de eje vertical y horizontal, que reducen la capacidad del cauce y aumentan la de las llanuras con una reducción de la capacidad total de la sección.

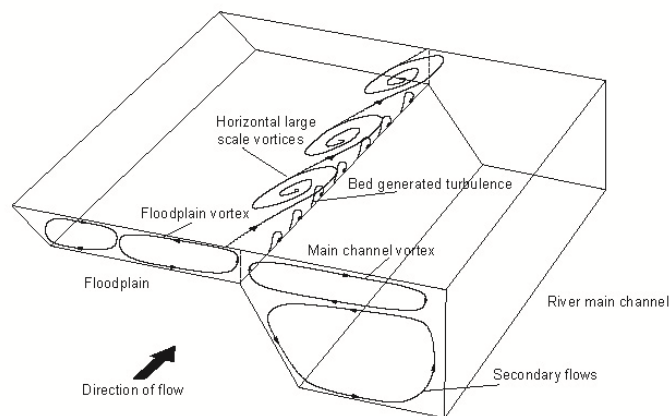


Figura 1.1.2. Estructuras del flujo desbordado en un cauce compuesto.

El problema del flujo desbordado se complica si el cauce tiene forma de meandros, apareciendo nuevos factores que condicionan la interacción entre el cauce y las llanuras. La dirección del flujo en las llanuras es diferente que en el cauce provocando un intercambio de caudal entre el cauce y las llanuras en la zona de cruce. Este intercambio, condiciona las fuerzas de corte en la línea de separación y sobre todo, los flujos secundarios en el cauce.

Esta tesis pretende establecer un método general de cálculo para los niveles de agua y distribución de caudales en cauces compuestos como son los ríos, especialmente en el caso de que estos mantengan sus condiciones naturales de vegetación en las llanuras y transporte de sedimentos en el cauce. Para ello se presentan los diferentes métodos de cálculo que los investigadores han desarrollado en los últimos años. Este trabajo también pretende aplicar las nuevas fórmulas de cálculo a los modelos en una, dos y tres dimensiones, analizando las mejoras que se introducen y las ventajas e inconvenientes respecto a estos.

1.2. Objetivos principales

El objetivo principal de este trabajo consiste en tratar de mejorar los resultados de los modelos numéricos en el flujo desbordado en cauces con llanuras de inundación. Para conseguir este objetivo es fundamental estudiar y conocer el fenómeno físico del flujo desbordado en estos cauces compuestos, ya sean de planta recta o meandriforme. Este objetivo principal se puede separar en objetivos intermedios o secundarios que se resumen en:

- Calibración y validación de una formulación generalizada para calcular la tensión de interacción en cauces compuestos de planta recta. Comparación con otras fórmulas propuestas en la bibliografía.
- Aplicación del ASFM, utilizando la nueva formulación generalizada, a varias geometrías y escalas de canales de laboratorio y de cauces naturales. Comparación con otros métodos de cálculo de la capacidad en una sección compuesta de planta recta. Comprobación de que el método calcula adecuadamente tanto el caudal total como la distribución de caudales entre cauce y llanuras, y propuesta de mejoras en los casos en los que el método no ofrezca resultados adecuados.
- Análisis del flujo desbordado en un cauce sinuoso con llanuras rugosas. Particularidades de las curvas calado-cudal, de las estructuras de flujo, de las velocidades y de las fuentes de pérdida debidas a la interacción entre cauce y las llanuras y al intercambio de caudal entre ambos. Validación de un nuevo método unidimensional de cálculo de cauces compuestos de planta meandriforme basado en la ecuación de momentos y generalización a los casos de llanuras con vegetación.
- Aplicación de modelos numéricos 1D, 2D y 3D a datos de laboratorio y datos de campo. Determinación de los diferentes valores de los coeficientes de rugosidad de contorno que deben ser usados en cada modelo según su formulación y según el número de dimensiones. Analizar el grado de precisión de cada modelo en la estimación de las pérdidas debidas a la interacción entre

cauce y llanura y el grado de sensibilidad de la solución final respecto de estas pérdidas.

- Aplicación de los métodos presentados para cauces rectos y meandriformes a las condiciones de contorno en régimen uniforme en los modelos numéricos en una, dos y tres dimensiones. Estimación de las mejoras que pueden presentar estos métodos en los resultados obtenidos con los modelos numéricos respecto a otros métodos usados comúnmente.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1. Introducción

Los primeros estudios documentados de hidráulica son de la época de los griegos, destacando las ideas de Arquímedes (287-212 a.c.) sobre los principios de flotación. Desde la época del Imperio Romano y hasta Leonardo Da Vinci no se registra ningún progreso en la mecánica de fluidos, aunque diferentes pueblos, como los egipcios o los árabes, avanzaron en el uso de canales para abastecimiento y riego.

En el Renacimiento, el gran genio de Leonardo da Vinci (1452-1519) desarrolló numerosos estudios sobre estructuras y máquinas hidráulicas, además de interesantes observaciones sobre el flujo de los ríos. Los resultados de Leonardo fueron puramente cuantitativos pero estableció las bases sobre las futuras leyes de la hidráulica. De la observación del movimiento del agua en canales y ríos descubrió y formuló cualitativamente el principio de continuidad: *"En cada parte de un río, y en tiempos iguales, pasa la misma cantidad de agua, independientemente de su ancho, profundidad, tortuosidad y pendiente. Cada masa de agua con igual área superficial correrá tanto más rápido como poca profunda sea [...]"* (ver Figura 2.1.1); *"[...] en A el agua se mueve más rápido que en B, tanto más como la profundidad de A cabe en B..."*.

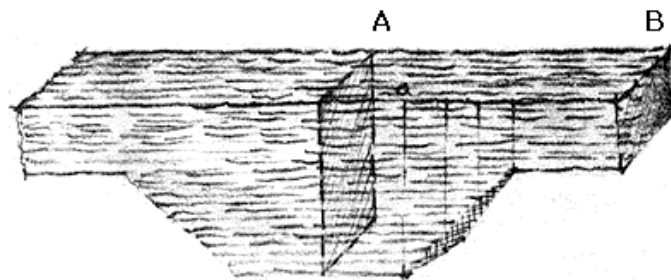


Figura 2.1.1. Secciones de Leonardo da Vinci.

Los estudios de Leonardo están basados en la observación y el experimento que como él mismo explica son las bases del auténtico conocimiento: *"Huid de la opinión de los especuladores, pues sus argumentos no están sustentados en la experiencia [...] a diferencia de ellos, no puedo citar autoridades, pero, más importante y digno, es argumentar con base en el experimento, maestro de sus maestros."* Más tarde, discutiendo su método de trabajo escribió: *"pero antes llevaré a cabo algunos experimentos, ya que es mi premisa empezar así y entonces demostrar por qué los cuerpos se comportan de cierta manera"*. Sin embargo, incluso con los avances de Leonardo la mecánica de fluidos era todavía más un arte que una ciencia.

Después de la época de Leonardo, el conocimiento sobre hidráulica evolucionó gracias a las contribuciones de Galileo, Torricelli, Mariotte, Pascal, Newton, Pitot, Bernoulli, Euler, y D'Alembert. Las teorías propuestas por estos científicos eran generalmente confirmadas por los experimentos, pero las divergencias entre la teoría y la realidad condujeron a D'Alembert a declarar en 1744: *"La teoría de los fluidos deberá basarse necesariamente en la experimentación"*.

Otro de los grandes estudiosos de los fluidos, que abrió el camino que muchos otros científicos han continuado, fue Isaac Newton (1642-1728). La contribución de Newton a los fluidos fue múltiple, desde el punto de vista general las leyes físicas que Newton estableció, fueron, y siguen siendo, los ingredientes esenciales de la teoría de los fluidos. Su trabajo directamente conectado con fluidos comprende casi un tercio de los *Philosophiae Naturalis Principia Mathematica*. Entre las principales contribuciones destacan sus análisis teóricos y experimentales sobre el movimiento de un vórtice y la naturaleza de la fricción interna de los fluidos, apareciendo así la primera definición, y cuantificación de lo que posteriormente se llamó la viscosidad de un fluido.

El primer gran investigador del movimiento de los fluidos, sus ecuaciones todavía están vigentes, fue Bernoulli, cuyas contribuciones más importantes aparecieron en el año de 1738 en su libro *Hydrodynamica*, cuando se acuña el término. Entre ellas destaca el teorema de Bernoulli que fue la primera formulación del principio de la conservación de la energía para el caso de los fluidos. Aunque Leonardo Da Vinci definió teóricamente la conservación de la masa, fue Bernoulli el primero en formularla:

$$\rho \cdot \frac{v^2}{2} + \rho \cdot g \cdot z + p = cte \quad (2.1.1)$$

donde, ρ es la densidad, v la velocidad, g es la aceleración de la gravedad, z la altura relativa a un nivel de referencia y p la presión. El teorema de Bernoulli tiene la restricción de que los efectos de fricción interna (viscosidad) y de compresibilidad en el fluido deben ser despreciables.

Antes del principio del siglo XX, se hicieron notables contribuciones a la hidrodinámica teórica, por Euler, D'Alembert, Navier, Coriolis, Lagrange, Saint-Venant, Stokes, Helmholtz, Kirchhoff, Rayleigh, Rankine, Kelvin y Lamb. Es de destacar el análisis de las ecuaciones del movimiento realizado por Navier y Stokes, adaptando las ecuaciones de un fluido ideal a las de un fluido viscoso, marcando así las diferencias entre la hidráulica y la hidrodinámica.

Cuando la hidráulica experimental se separó de la hidrodinámica, se centró principalmente en el estudio de los fenómenos de flujo en orificios, tubos y canales abiertos. Entre los muchos investigadores que dedicaron sus energías a la iniciación de este campo, se encuentran Chezy, Coulomb, Venturi, Poiseuille, Darcy, Bazin, Weisbach, Manning, y otros. Desgraciadamente, las investigaciones conducían con frecuencia a fórmulas empíricas obtenidas por el sólo ajuste entre gráficas e información experimental, o por la presentación de los resultados en forma tabular, y en muchos casos, no había relación entre los hechos físicos y la fórmula resultante. Entre estas fórmulas destacan las de Chezy (1776) y Manning (1889) que relacionan la velocidad media en un canal con la pendiente de energía, con el Radio Hidráulico y con un coeficiente de fricción, la C de Chezy, o la n de Manning. Pero el avance del conocimiento a finales del siglo XIX, sumado al inicio de la aeronáutica tendió a frenar el empirismo en la hidráulica. Los principales avances fueron: (1) las investigaciones teóricas y experimentales de Reynolds; (2) el desarrollo del análisis dimensional, por Rayleigh; (3) el uso de modelos en la solución de problemas sobre fluidos, por Froude, Reynolds, Vernon-Harcourt, Fargue y Engels; y (4) el rápido progreso de la aeronáutica teórica y experimental, debido a los estudios de Lanchester, Kutta, Joukowski, Betz y Prandtl. Todos estos avances proporcionaron nuevas herramientas que dieron paso a la

moderna mecánica de fluidos. Dentro de este campo, hay que destacar la figura de Prandtl, que en 1904 introdujo el concepto de la capa límite. La importancia de Prandtl no sólo está en sus teorías si no también en la escuela que creó en Alemania (Von Karman, Schlichting, etc.), que continuó sus investigaciones desarrollando sus teorías.

En la primera parte del siglo XX el avance en el estudio del flujo en cauces abiertos ha dependido en gran manera de los avances que se iban produciendo en otros campos, como en el flujo en tuberías (Darcy-Weisbach o Colebrook-White) y en la aeronáutica (escuela de Prandtl). A mediados de siglo **Chow (1959)** en su libro “Open Channel Flow” desarrolló un amplio estudio en ríos americanos describiendo diferentes tipos de cauces para los que estimó los valores de rugosidad en términos del coeficiente de Manning. La ecuación de Manning se convirtió a partir de entonces en la más utilizada por los técnicos que trabajaban y estudiaban los ríos.

El interés en la investigación de la hidráulica de cauces compuestos se inició en los años sesenta con los trabajos experimentales del U.S. Army Corps of Engineers-Lipscomb (1956) en E.E.U.U., de Sellin (1964) en Gran Bretaña y de Zheleznyakov (1950s, 1971) en la U.R.S.S. Pero el auténtico avance en el conocimiento sobre la hidráulica de cauces compuestos ha estado marcado por la decisión de la administración británica de construir un gran canal para el estudio de cauces de avenidas, el Flood Channel Facility (FCF) en Wallingford. Los estudios realizados hasta 1986, año de la construcción del FCF, se desarrollaron principalmente en pequeños canales de laboratorio que eran adaptados a las geometrías de estudio y cuyos resultados no eran del todo aplicables a los cauces naturales. Por esta razón la revisión bibliográfica desarrollada para esta tesis doctoral se ha dividido en tres grandes bloques: investigación desarrollada hasta 1986, investigación desarrollada en el FCF y la investigación desarrollada en otras instalaciones desde 1986. Además, para una mayor claridad se han separado los estudios realizados en canales rectos de los realizados para cauces meandriiformes, por ser estos últimos de mayor complejidad y requerir previamente el conocimiento de los anteriores.

2.2. Flujo desbordado en cauces compuestos de planta prismática

2.2.1. Principales características del flujo desbordado

Primeras investigaciones

La hidráulica de canales abiertos ha sido estudiada desde la creación de la hidráulica como ciencia, pero no es hasta la segunda mitad del siglo XX cuando se comienza a separar claramente el estudio del flujo en canales simples del estudio en canales compuestos. **Chow (1959)** recomendó para las secciones compuestas un método que tenía en cuenta las diferentes características entre el cauce y las llanuras, el método de Lotter (1933), de separación vertical en zonas, Divided Channel Method en inglés (DCMv). Este método separa la sección en zonas de características hidráulicas homogéneas, velocidades similares, que normalmente son el cauce y las dos llanuras. El caudal se calcula separadamente en cada zona, aplicando una fórmula de capacidad, y se suman para dar el caudal total en la sección.

En los ríos de llanura, cuando el agua se desborda e invade las llanuras de inundación, el flujo casi rectilíneo según la dirección del cauce se convierte en un flujo

marcadamente tridimensional, especialmente en la zona cercana a las márgenes que separan el cauce de las llanuras. La primera investigación, desarrollada específicamente sobre el mecanismo del flujo desbordado en un canal compuesto, fue publicada por **Sellin (1964)**, que mostró evidencias fotográficas de la aparición de unos vórtices de eje vertical en la zona de interacción entre el cauce y las llanuras, Figura 2.2.1. Estos vórtices se generan por la transferencia de cantidad de movimiento entre el flujo acelerado del cauce y el flujo más lento de las llanuras.

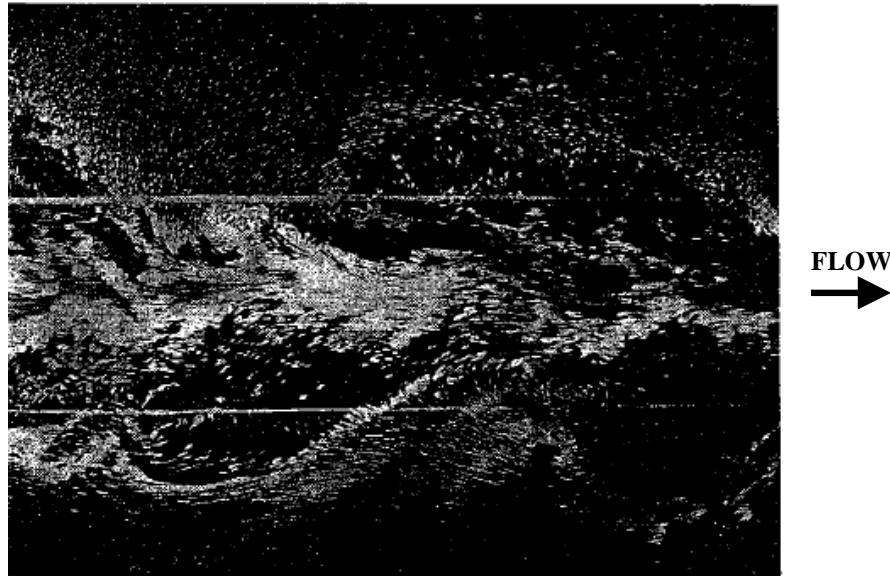


Figura 2.2.1. Vórtices de gran escala observados en la interfaz entre el cauce y las llanuras de un cauce compuesto, vista en planta (Sellin, 1964).

Sellin mostró que las velocidades en el cauce se reducían en el caso de flujo desbordado respecto del caso de flujo confinado en el cauce principal (Figura 2.2.2).

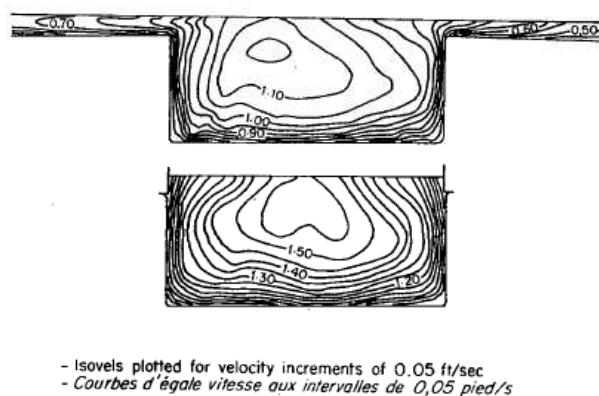


Figura 2.2.2. Distribución de la velocidad longitudinal en el cauce en los casos de flujo desbordado y de flujo confinado en el cauce para el mismo calado (Sellin, 1964).

Observando la curva calado-caudal, Sellin mostró que al comenzar a desbordar el cauce se produce una discontinuidad, en la cual a un mismo caudal le corresponden dos calados, uno desbordado y otro confinado en el cauce principal. Cuando deja de circular agua por la llanura la discontinuidad se produce en sentido contrario y el nivel pasa bruscamente a estar por debajo del nivel de cauce lleno (Figura 2.2.3).

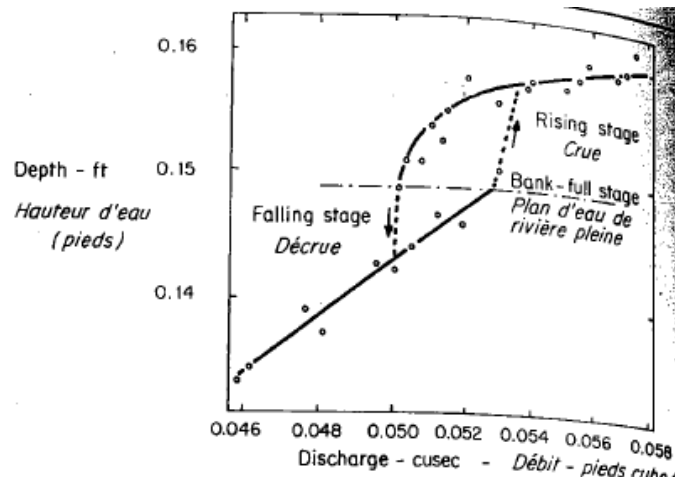


Figura 2.2.3. Detalle de la discontinuidad en la curva de calado-caudal en la zona de cauce completo (Sellin, 1964).

Paralelamente, en la URSS, **Zheleznyakov (años 1950, 1971)** identificó el fenómeno de interacción en la interfaz cauce-llanura como el “efecto cinemático” (“kinematic effect” en inglés) y estudió la influencia de ese fenómeno en el transporte de sedimentos en cauces compuestos. Zheleznyakov encontró que la interacción entre el cauce y las llanuras reduce la capacidad de transporte sólido en el cauce. Ambos autores, Sellin y Zheleznyakov, mostraron que la transferencia de momentos lateral entre el flujo más rápido del cauce y el más lento de la llanura aumenta la resistencia al flujo, acelerando las llanuras y reduciendo las velocidades del cauce.

Los métodos de cálculo de la capacidad de una sección no tenían en cuenta la interacción descrita por Sellin (1964). **Posey (1967)** comparó diferentes métodos y demostró que ninguno daba buenos resultados para todos los calados analizados. Por otro lado, **Yen y Overton (1973)** sugirieron que el mejor método es aquel que separa el cauce y las llanuras según una línea en la cuál las tensiones de corte son nulas y demostraron que el ángulo que está línea forma con la horizontal varía con el calado. Esta línea es perpendicular a las líneas de igual velocidad (isotacas).

Townsend (1968) confirmó las conclusiones de Sellin en un canal con una llanura asimétrica, comparando además la intensidad turbulenta en los casos de flujo confinado y flujo desbordado y demostrando que era mucho mayor en la zona de contacto entre el cauce y la llanura que en la pared lateral.

Una vez identificados los efectos de la transferencia de cantidad de movimiento sobre la capacidad hidráulica, varios autores analizaron la distribución de tensiones de fondo en secciones compuestas, observando que en la zona de interacción se desarrolla una capa de corte que genera unas tensiones en la línea que separa ambos flujos. **Wright y Carstens (1970)** cuantificaron el valor de estas tensiones, definiéndolas como tensiones de corte aparente, “apparent shear stress” en inglés. **Ghosh y Jena (1971)** y **Myers y Elsayy (1975)** analizaron el efecto producido por el mecanismo de transferencia de momento sobre la distribución de tensiones en el contorno y demostraron que modifica notablemente la distribución de tensiones respecto a la distribución teórica y respecto al caso de flujo sin desbordamiento, ver Figura 2.2.4.

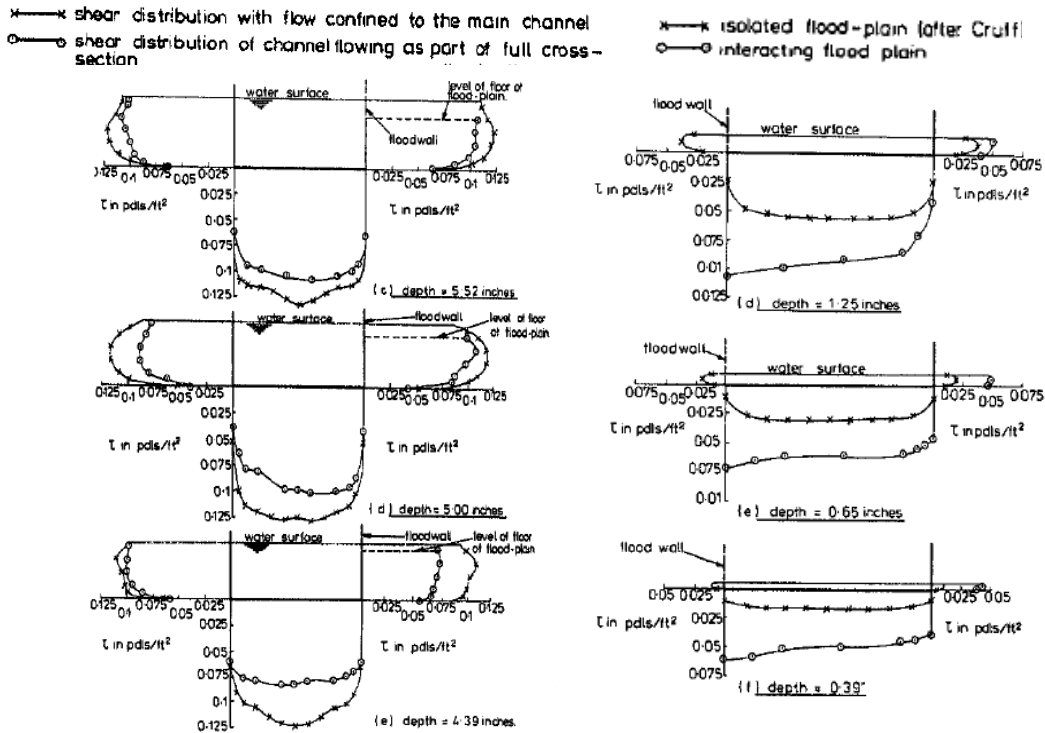


Figura 2.2.4. Distribución de tensiones de fondo en el cauce de una sección compuesta con una llanura asimétrica para diferentes calados. Comparación con el cauce sin llanura (izda.) y la llanura sin cauce (dcha.) (Myers y Elsayy, 1975).

Myers (1978) cuantificó la magnitud de la tensión de interacción en la línea vertical que separa el cauce de las llanuras y mostró que era varias veces más grande que la tensión de corte en los contornos rígidos del cauce compuesto, ver Figura 2.2.5. El trabajo de Myers representó un punto de inflexión en el estudio del flujo en cauces compuestos. A partir de sus resultados el esfuerzo de muchos investigadores se centró en cuantificar la tensión aparente de corte en la línea vertical que separa el cauce de las llanuras. En esta línea se desarrollaron numerosos estudios en los años ochenta con el fin de obtener una expresión de la tensión aparente de corte: Rajaratnam y Ahmadi (1981), Wormleaton et al (1982), Ervine y Baird (1982), Knight et al (1983, 1984), Baird y Ervine (1984), Prinos y Townsend (1984), Nallury y Judy (1985) y otros.

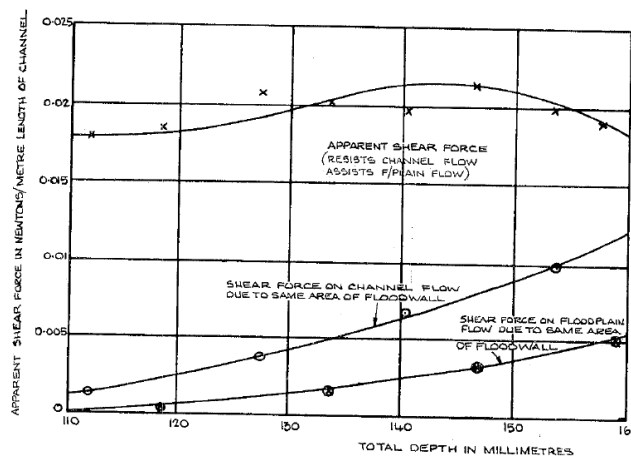


Figura 2.2.5. Fuerza aparente de corte en la separación vertical entre cauce y llanura. Comparación con la fuerza que actuaría si en lugar de la tensión aparente actuaran las tensiones de fondo (Myers, 1978).

Estos resultados de la tensión aparente de corte sirvieron a **Wormleaton et al (1982)** entre otros para aplicar el *Apparent Shear Force Method* (ASFM) a canales de laboratorio con sección compuesta, demostrándose que daba mejores resultados que el SCM y las versiones del DCM (v-vertical, i-inclinada, h-horizontal). Se demostró que estos métodos eran poco precisos para el cálculo del caudal total (Figura 2.2.6) y del reparto de caudal entre cauce y llanuras. **Wormleaton y Hadjipanos (1985)** establecieron que para que un método de cálculo de la capacidad fuera bueno, debía estimar correctamente tanto el caudal total como los caudales en cauce y llanuras.

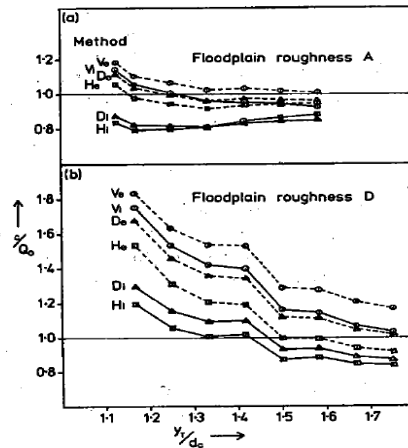


Figura 2.2.6. Comparación de métodos de cálculo de la capacidad en cauces compuestos, a) llanuras lisas, b) llanuras rugosas. Variación del caudal calculado respecto al caudal medido (eje de ordenadas) con el calado relativo (eje de abcisas).

Rajaratnam y Ahmadi (1979 y 1981) mostraron perfiles verticales de la velocidad a lo ancho de una sección compuesta, demostrando que la transferencia de momentos no afectaba a la distribución de velocidades en la zona de la llanura más alejada del cauce. En el caso de cauce estrecho, la distribución de velocidades sí se ve afectada en todo el ancho del cauce. Sin embargo, si el cauce es suficientemente ancho, la interacción no afecta al centro del cauce (Figura 2.2.7).

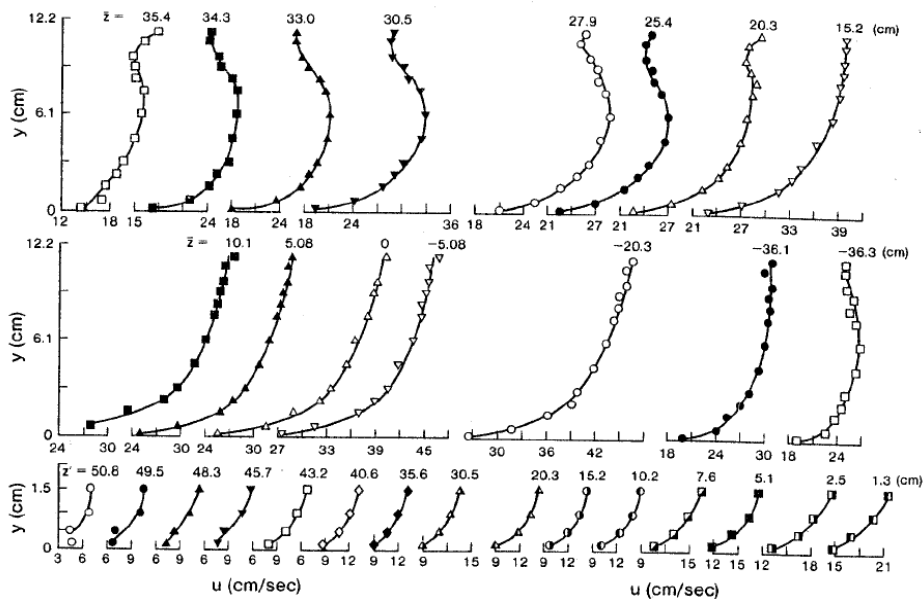


Figura 2.2.7. Perfiles verticales de velocidad a lo ancho de una sección compuesta. $z = 0$ es el centro del cauce y $z' = 0$ es la separación con la llanura. (Rajaratnam y Ahmadi, 1981).

Los perfiles verticales de velocidad de la Figura 2.2.7 muestran la disminución de la velocidad en la zona de interacción del cauce principal, donde por encima de una cierta profundidad no siguen el perfil logarítmico, disminuyendo considerablemente. En las zonas alejadas de la llanura ($z > 15.2$) la distribución vertical de velocidades es parecida a la logarítmica, deformándose para secciones cercanas a la llanura y a la pared.

Knight y Demetriou (1983) analizaron con detalle las fuerzas actuantes en las diferentes separaciones entre cauce y llanura (vertical, horizontal e inclinada) y mostraron que la fuerza aparente de corte en la línea vertical dependía en gran medida del calado (Figura 2.2.8) y que para calados pequeños en las llanuras eran del mismo orden de magnitud que las fuerzas de corte en el fondo del cauce. **Knight y Hamed (1984)** cuantificaron estas fuerzas de interacción en los casos de llanuras rugosas, mostrando que eran mayores y que dependían en gran medida de la rugosidad.

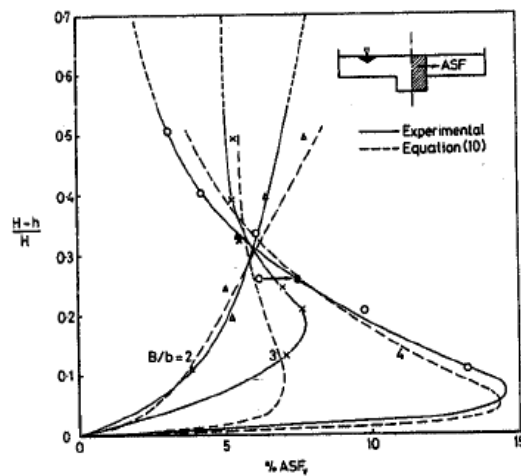


Figura 2.2.8. Proporción de la fuerza aparente de corte respecto de la fuerza total (en %) en cauces con llanuras lisas (Knight y Demetriou, 1983).

Además, **Knight et al. (1983)** mostraron que al aumentar el caudal desbordado, las velocidades promediadas en el calado se reducen en el cauce y aumentan en las llanuras, disminuyendo la capacidad del cauce principal cuando se produce el desbordamiento (Figura 2.2.9).

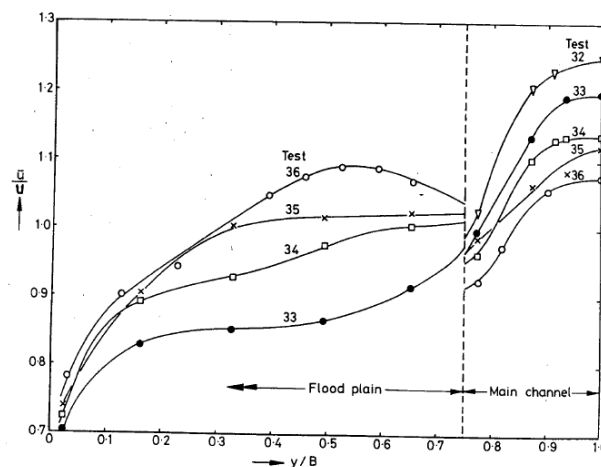


Figura 2.2.9. Distribución de velocidades en una sección compuesta. En el caudal mayor (Test 36) se reducen las velocidades en el cauce respecto al cauce lleno (Test 32).

La complejidad del flujo en cauces compuestos de planta prismática fue mostrada por **Knight et al. (1983)** que representaron gráficamente los principales resultados obtenidos en el estudio de cauces compuestos, en cuanto a distribución de velocidades y tensiones en el contorno. Las principales características del flujo tri-dimensional fueron esquematizadas, mostrándose los mecanismos involucrados en el fenómeno de interacción, Figura 2.2.10.

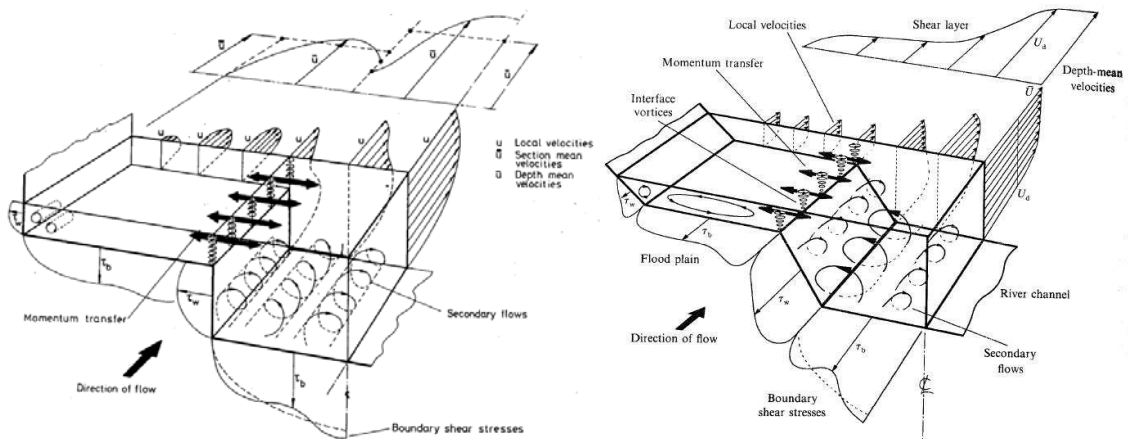


Figura 2.2.10. Aspectos hidrúlicos del flujo desbordado en cauces compuestos, sección rectangular (izda.) y trapecial (drcha.). (Knight et al, 1983 y Shiono y Knight, 1991).

El importante trabajo de los ingleses en este campo se pudo ver en el congreso celebrado en Southampton en 1984, donde se presentaron los trabajos de Myers, Ervine y Knight. Entre estos trabajos destacan los resultados de **Myers (1984)** que mostró cómo variaban los factores de fricción, f , del cauce y de la sección completa al desbordar el flujo (Figura 2.2.11). Estos factores de fricción se calcularon considerando todas las pérdidas, observándose que el factor del cauce rectangular para flujo confinado no es válido para el flujo desbordado.

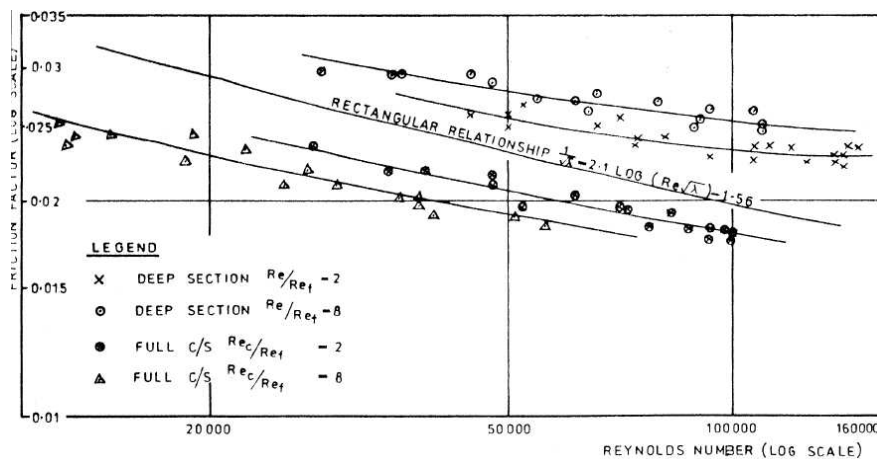


Figura 2.2.11. Variación del factor de fricción de la sección compuesta y del cauce por separado con el número de Reynolds. Comparación con el cauce rectangular (Myers, 1984).

La investigación sobre cauces compuestos desarrollada desde que **Sellin (1964)** mostró los vórtices formados en la superficie de interacción entre el cauce y llanuras, adquirió especial importancia a mediados de los años ochenta. Aunque hasta ese momento parece que la investigación sobre flujo desbordado se reduce a las aportaciones de los investigadores ingleses, la realidad es que en otros países se

publicaron trabajos en diferentes idiomas que no han podido ser consultados. Sin embargo, a partir del congreso de la Asociación Internacional de Investigación en Hidráulica (IAHR) de Melbourne (1985), aparecen en lengua inglesa algunos resultados de las investigaciones realizadas en países como Rusia, Yugoslavia, Japón o Alemania.

En el congreso de Melbourne, el tema sobre la interacción entre el flujo del cauce y llanuras adquirió especial interés. Los últimos avances en la modelación numérica fueron aplicados al flujo desbordado de cauces de sección compuesta y algunos de estos trabajos se presentaron en este congreso. **Alavian y Chu (1985)**, **Pasche, Rouve y Evers (1985)**, **Ogink (1985)** y **Radojkovic y Djordjevic (1985)** aplicaron modelos de turbulencia en 2D a varios datos de laboratorio de canales compuestos, obteniendo buenos resultados. **Zheleznyakov (1985)** resumió el trabajo realizado en la antigua URSS a partir de 1947, en el que se analizaba el fenómeno de la transferencia de momento entre cauce y llanuras (efecto cinemático) y formuló nuevas ecuaciones, que tenían en cuenta este fenómeno en el cálculo del caudal y de la distribución de velocidades en una sección compuesta, aunque no se contrastaron con datos.

Además los investigadores británicos también presentaron algunos trabajos, **McKee, Elsayy y McKeogh (1985)** estimaron una relación entre la tensión aparente de interacción y la diferencia de la velocidad media entre cauce y llanura. En cuanto a la distribución de caudales entre el cauce y las llanuras, concluyeron que el cauce principal pierde hasta un 25% de energía para pequeños calados mientras la llanura aumenta hasta un 250% su energía. También **Nalluri y Judy (1985)** dedujeron una expresión para la tensión aparente de corte, y compararon las medidas tomadas en un canal con llanuras rugosas con los métodos tradicionales, confirmando los resultados de autores anteriores.

En las Universidades alemanas, la investigación en cauces compuestos se centró en la resistencia al flujo que ofrecen las llanuras vegetadas y su interacción con el flujo del cauce principal. **Pasche y Rouve (1985)** propusieron un modelo uni-dimensional que dividía la sección en cuatro zonas diferentes según el flujo desarrollado en ellas. El modelo se formuló usando la ley de velocidades de Darcy-Weisbach, definiéndose un coeficiente de fricción diferente para cada una de las zonas y también para la superficie vertical de interacción entre cauce y llanuras.

Myers (1987) demostró que la distribución de caudal entre el cauce y las llanuras y las pérdidas debidas a la transferencia de momento son independientes de la pendiente del canal. Otros autores como **Dracos y Hardeger (1987)** y **Myers et al (1997, 2001)** llegaron a las mismas conclusiones en canales diferentes.

Knight (1989) presentó una descripción de la Hidráulica de Cauces de Avenidas en la que explicó la compleja tridimensionalidad del flujo en los cauces de sección compuesta. Knight analizó los coeficientes de corrección del momento, α y β , y demostró que tienen valores bastante mayores en el caso de flujo desbordado que en el caso de flujo sin desbordar, llegando a valores de 1.5-2.0 y 1.2-1.5 respectivamente.

A partir del año 1990 la investigación del flujo desbordado en cauces compuestos ha estado casi monopolizada por los autores británicos que han ido presentando los resultados obtenidos en el FCF, tanto en revistas como en congresos, principalmente los del River Flood Hydraulics (1990 y 1994). A continuación se describen los resultados más relevantes de la investigación desarrollada en el canal británico.

Experimentos en el Flood Channel Facility

Debido al interés de los investigadores ingleses y a la importancia de las pérdidas humanas y económicas provocadas por las inundaciones de los ríos, la administración de medio ambiente de Reino Unido (U.K. Environmental Agency), en colaboración con las universidades inglesas que estaban investigando el tema y con los ingenieros hidráulicos, construyó un gran canal de ensayos en el laboratorio de HR Wallingford, el Canal de Avenidas (Flood Channel Facility-FCF en inglés). Además de la instalación, se realizó un esfuerzo económico importante en la asignación de becas para el desarrollo de trabajos de investigación y tesis doctorales en dicha instalación. **Knight y Sellin (1987)** resumieron las principales características de la instalación y del programa experimental que se llevó a cabo en los 15 años siguientes. En la Figura 2.2.12 se puede observar la magnitud y características del FCF.



Figura 2.2.12. El canal de avenidas, FCF, localizado en HR Wallingford. Serie 02 con llanuras lisas (izqda.) y Serie 07 con llanuras rugosas (drcha.).

La investigación que se desarrolló en el FCF estuvo planificada desde el principio y se dividió en diferentes series de experimentos:

- Serie A: Flujo desbordado en cauces compuestos de planta recta.
- Serie B: Flujo desbordado en cauces compuestos de planta meandriforme.
- Serie C: Flujo desbordado en cauces rectos y meandriformes con lecho móvil.

Los primeros trabajos publicados sobre los ensayos realizados en las series A del FCF aparecieron en 1990. En la revista de la Asociación Internacional de Investigación Hidráulica (IAHR), se publicó un número casi monográfico sobre el tema con cuatro artículos de los principales autores británicos, Myers, Wormleaton, Knight y Sellin, en los que se describían diferentes aspectos de los ensayos realizados.

Myers y Brennan (1990) presentaron relaciones de la resistencia al flujo en secciones compuestas, basadas en los coeficientes de rugosidad de Manning y Darcy-Weisbach. Para el contorno del FCF, con superficie en cemento la altura de rugosidad equivalente de Nikuradse (k_s) es 0.06 mm., lo que indica que el flujo es turbulento liso. La ecuación que define el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach para el canal principal con forma trapecial es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.17 \cdot \log(\text{Re} \cdot \sqrt{f}) - 2.07 \quad (2.2.1)$$

Esta ecuación es similar a la obtenida por otros autores en pequeños canales, aunque los valores de $A = 2.17$ y $B = 2.07$ se salen de los límites usuales. La razón puede ser los altos valores del número de Reynolds y la pendiente única en el FCF. Myers y Brennan analizaron la variación del factor de Darcy-Weisbach cuando el flujo desbordaba y mostraron que los factores de fricción para el cauce son mayores que los de la sección trapezoidal y que para las llanuras son menores (Figura 2.2.13), confirmándose los resultados de autores anteriores. Además en los dos casos el factor de Darcy-Weisbach aumenta con el ancho de la llanura, indicando mayor resistencia al flujo. En el caso de la sección compuesta, el factor de fricción es muy diferente al de la sección trapezoidal, lo que demuestra el diferente comportamiento de ambas secciones especialmente para pequeños calados en las llanuras (Reynolds bajos). Estos factores se calcularon suponiendo todas las pérdidas incluidas en ellos, comprobándose que el SCM y el DCM no son válidos para cauces compuestos.

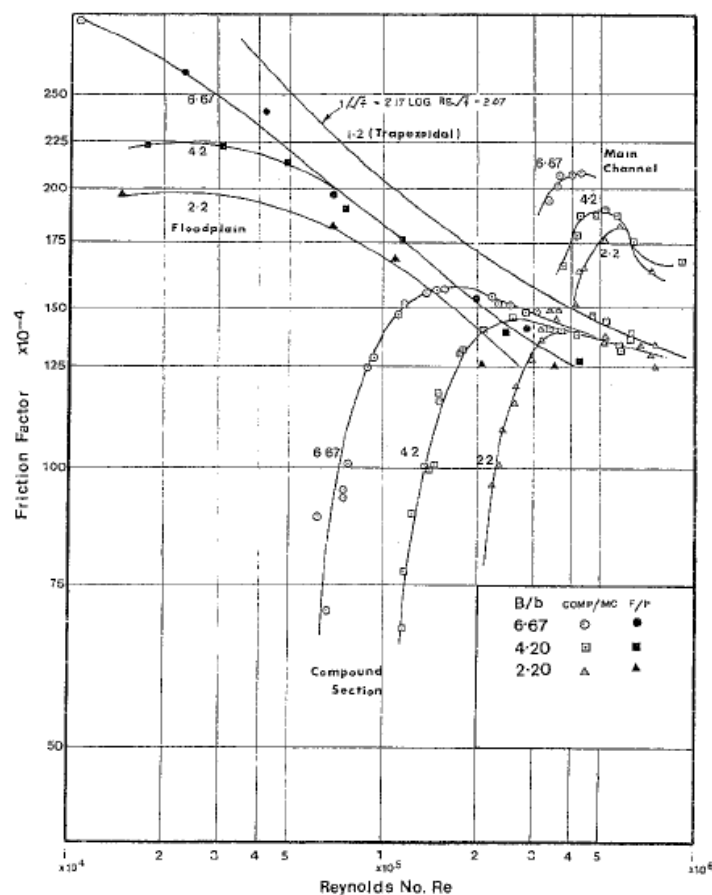


Figura 2.2.13. Factor de Darcy-Weisbach para el cauce trapezoidal del FCF, y para cauce compuesto y cauce principal y llanuras, en flujo desbordado (Myers y Brennan, 1990).

En el caso del coeficiente de fricción de Manning, en el cauce principal se estimó un valor de $n = 0.01$ para cauce lleno. Cuando el cauce se desborda este valor disminuye debido al aumento brusco del Radio Hidráulico (Figura 2.2.14), y se va aproximando al valor obtenido para cauce lleno a medida que aumenta el calado en las llanuras. Esto explica por qué el SCM subestima los caudales cuando la rugosidad es uniforme. Los autores también analizaron los coeficientes de Manning del cauce y de las llanuras por separado, obteniendo valores menores que $n = 0.01$ para las llanuras y mayores para el cauce (Figura 2.2.14). Estos resultados demostraban, que el fenómeno de transferencia de momento reduce el caudal del cauce respecto al caso sin interacción y, sólo en parte,

se compensa por el aumento del caudal de la llanura. Cuanto más ancha es la llanura, más aumenta el factor de fricción en el cauce y mayor es el efecto de interacción.

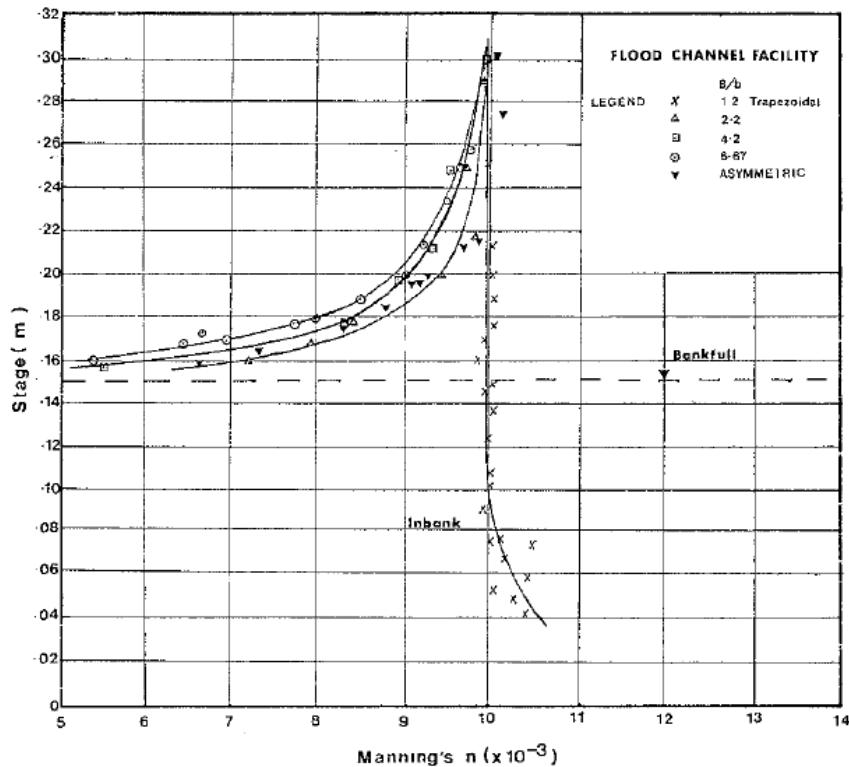


Figura 2.2.14. Variación del coeficiente de Manning con el calado para la sección trapezoidal y para la sección compuesta (Myers y Brennan, 1990).

En el mismo número de la revista, **Wormleaton y Merret (1990)** aplicaron a las medidas tomadas en el FCF los métodos tradicionales de cálculo de la capacidad en una sección. Los diferentes métodos dieron resultados muy alejados de la realidad en los casos de flujo desbordado, confirmando los resultados de Wormleaton et al (1982). Los autores propusieron una modificación del método de los índices- ϕ de Radojkovic (1976), desarrollando una expresión para calcular la tensión aparente de interacción.

La misma Serie A de ensayos fue utilizada por **Knight y Shiono (1990)** para analizar las medidas de turbulencia tomadas en el FCF. Los autores presentaron un gran número de datos como la distribución de la velocidad principal, \bar{U}/u_* , la distribución de las intensidades turbulentas en las tres direcciones, u'/u_* , v'/v_* y w'/w_* , la energía cinética, k/u_*^2 , y las tensiones de Reynolds τ_{zx} y τ_{yx} en la zona de interacción. En esta región, las tensiones de Reynolds no son lineales y las estructuras de flujo, la viscosidad de remolino y las rugosidades varían bruscamente.

Los perfiles verticales de las tensiones de Reynolds, τ_{yx} , τ_{zx} a lo ancho del cauce y llanuras, se muestran en la Figura 2.2.15. Se puede observar una gran variación de las tensiones de Reynolds en la zona de interacción ($y = 0.9$ m), tanto en la vertical como lateralmente. En las zonas del cauce y de la llanura alejadas del área de interacción, la distribución de las tensiones de Reynolds, τ_{zx} , es lineal, sin embargo en la zona de interacción es claramente no lineal, lo que indica el desarrollo de fuertes corrientes secundarias.

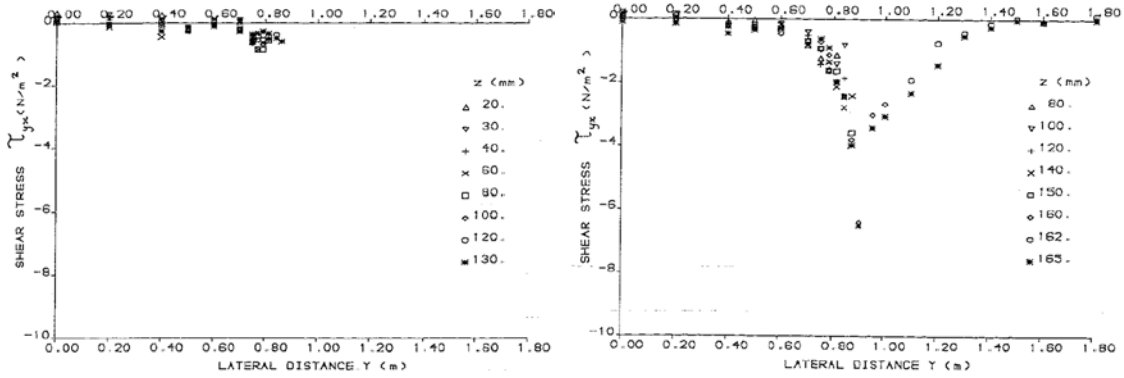


Figura 2.2.15. Valores de las tensiones de Reynolds, τ_{yx} , en el caso de flujo confinado en el cauce (izda.) y el caso de flujo desbordado (drcha.) (Knight y Shiono, 1990).

A partir de los valores calculados de la tensión de Reynolds promediados en calado, τ_{yx} , se calcularon los valores de la viscosidad de remolino promediados en calado, ε_{yx} , y a partir de estos los de la viscosidad de remolino adimensional:

$$\lambda = \varepsilon_{yx} / U_* H \quad (2.2.2)$$

En la Figura 2.2.16 se puede observar que el valor del coeficiente adimensional de la viscosidad de remolino, λ , aumenta en la zona de interacción.

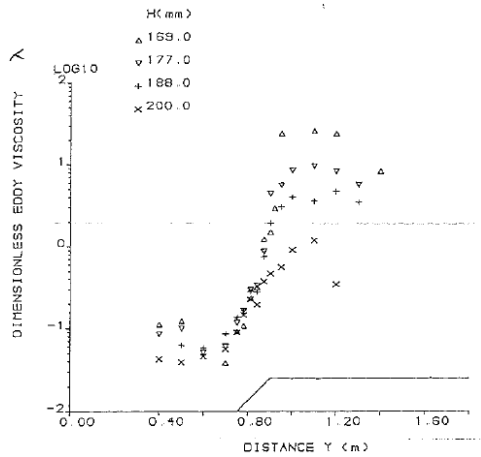


Figura 2.2.16. Variación lateral del coeficiente adimensional de viscosidad de remolino (Knight y Shiono, 1990).

Estos resultados demostraron que en el centro del cauce y en la parte de las llanuras alejadas del cauce, donde las tensiones laterales son pequeñas, la distribución vertical de velocidades es logarítmica siendo el flujo esencialmente bi-dimensional. Sin embargo, en la zona de interacción cauce/llanuras, el flujo es claramente tri-dimensional y la ley de velocidades se desvía de la logarítmica, tal y como habían demostrado Rajaratnam y Ahmadi (1979, 1981). La energía cinética turbulenta, k , alcanza los valores más altos en la zona de interacción, donde los flujos secundarios y la fricción lateral son importantes.

Knight y Shiono (1990) plantearon la ecuación de Navier-Stokes en la componente longitudinal, x , para flujo estacionario y uniforme, y analizaron el efecto de los flujos secundarios y de la interacción entre cauce y llanuras en las tensiones de fondo.

$$V \frac{\partial U}{\partial y} + W \frac{\partial U}{\partial z} = \gamma \cdot S_o + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \quad (2.2.3)$$

La ecuación de equilibrio de fuerzas en una dimensión establece que $\tau_b = \gamma h S_o$, por lo tanto el valor de $\partial \tau_{zx} / \partial z$ no será igual a la fuerza del fluido por unidad de volumen a menos que se anulen los términos de flujos secundarios y del gradiente en -y- de las tensiones laterales. En el caso de un río con llanuras de inundación estos dos valores son importantes y por esta razón los métodos tradicionales de cálculo no dan buenos resultados. Integrando (2.1.4) en la dimensión z y despejando $\tau_{zx}(z)$ se obtiene:

$$\tau_{zx}(z) - \tau_b = \int_0^z \left\{ \frac{\partial \tau_{yx}(z)}{\partial y} \right\} dz - \gamma \cdot z \cdot S_o - \int_0^z V \frac{\partial U}{\partial y} dz - \int_0^z W \frac{\partial U}{\partial z} dz \quad (2.2.4)$$

Los autores mostraron que para cualquier posición de y , el valor de $\partial \tau_{yx} / \partial y$ aumenta con z dominando la fricción lateral sobre la generada por el fondo. Esta expresión demostraba que en las zonas donde la fricción lateral y los términos de flujos secundarios son importantes la distribución vertical de la tensión de Reynolds, τ_{zx} , es no es lineal. Con este resultado se demostró que los términos de flujos secundarios contribuyen significativamente en la transferencia de momentos. Del análisis de la turbulencia se obtuvo que la fluctuación temporal de los valores medios de la velocidad y del producto uv también eran responsables de la transferencia entre cauce y llanuras.

Respecto a la distribución lateral de τ_{yx} , ϵ_{yx} , λ y f los autores observaron que los valores máximos de las tensiones y de la viscosidad de remolino se producen en la zona de interacción. La variación de λ se mostró en la Figura 2.2.16. En cuanto al factor de fricción de Darcy, f , se observó que disminuye con el calado, es decir al aumentar el número de Reynolds.

El último artículo del monográfico presentaba una perspectiva más avanzada del problema, **Elliott y Sellin (1990)** describieron una serie de experimentos desarrollados en el FCF sobre un cauce de sección compuesta que no es paralelo a las llanuras adyacentes. Estos ensayos pretendían ser un paso intermedio entre los cauces de sección compuesta y planta recta y los de planta meandriforme. Los resultados obtenidos se describen en el apartado de cauces meandriformes.

La importancia del estudio del flujo desbordado sobre llanuras de inundación en cauces de sección compuesta se hizo patente en el 1º congreso de Hidráulica de Inundaciones en Ríos (River Flood Hydraulics) celebrado en Wallingford en 1990. En este congreso otros resultados obtenidos de los ensayos en el FCF fueron presentados y el amplio número de ponencias presentadas mostró el interés sobre el tema en esos años.

En este primer congreso de Hidráulica de inundaciones se presentaron dos trabajos que mostraban los primeros resultados de la investigación en cauces compuestos de planta meandriforme. Los primeros ensayos realizados en la Fase B del FCF todavía no habían terminado pero una línea de investigación paralela a ésta tenía lugar en algunas universidades británicas donde en pequeños canales a escala del FCF se estudiaban las mismas geometrías con el fin de determinar los efectos de escala y de analizar distintas configuraciones. Estos estudios se analizarán en el apartado de cauces meandriformes.

El 2º congreso de Hidráulica de Inundaciones en Ríos (River Flood Hydraulics) celebrado en York en 1994 vuelve a demostrar el especial interés de los investigadores Británicos en el tema de las inundaciones en ríos. Entre estos trabajos destaca el de **Lyness y Myers (1994)**, que presentaron datos de campo del río Main en Irlanda del Norte. También se presentaron varios estudios en cauces meandriiformes, desarrollados en las series B del FCF y que serán descritos en el apartado 2.4.

A partir de los datos experimentales obtenidos en el FCF, los investigadores ingleses desarrollaron numerosos métodos de cálculo de la capacidad para cauces compuestos. Estos métodos serán formulados y analizados en el apartado 2.3 aunque por orden cronológico se hará relación a ellos a continuación:

- El Método de la variación lateral de la velocidad promediada en calado (DELV) presentado por **Wormleaton (1986 y 1988)**.
- El método de la distribución lateral de la velocidad (Lateral Distribución Method-LDM en inglés) desarrollado por **Shiono y Knight (1988 y 1991)**.
- La versión del LDM de **Wark, Samuels y Ervine (1990)**.
- El método de la coherencia, COHM, presentado por **Ackers (1992, 1993)**.
- El método de la división promediada, WDCM, de **Lambert y Myers (1998)**.

A parte del desarrollo del COHM, **Ackers (1992, 1993)** presentó un análisis completo del flujo desbordado en secciones compuestas. Ackers relacionó las principales características (en una sección ideal) que influyen en el fenómeno de interacción entre el cauce y las llanuras:

- a) la relación de calados entre cauce y llanuras
- b) las diferentes rugosidades del cauce y llanuras
- c) la relación de anchos entre el cauce principal y las llanuras
- d) si hay una o dos llanuras, simetría de la sección
- e) la pendiente de las márgenes del cauce
- f) la relación ancho/calado en el cauce
- g) los números de Reynolds en cauce y llanuras, sólo en canales de laboratorio de pequeña escala.

La influencia en el flujo de la interacción entre el cauce y las llanuras, depende de las diferentes condiciones hidráulicas entre ambas zonas. El autor definió el concepto de la coherencia de la sección (*COH*), que informa acerca de las diferentes características del flujo en cada una de las zonas. La coherencia se define como la relación entre el caudal o la capacidad hidráulica calculados con el método de la sección completa y el caudal o la capacidad hidráulica calculados con el método de la división en zonas sumando el de cada una de las zonas de subdivisión:

$$COH = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_i \sqrt{\left[\frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_i / \sum_{i=1}^{i=n} (f_i P_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} (f_i P_i)} \right]}}{\sum_{i=1}^{i=n} \left[A_i \sqrt{(A_i / f_i P_i)} \right]} \quad (2.2.5)$$

El método de Ackers permite distinguir hasta cuatro regiones de flujo según el déficit del caudal aumente o disminuya respecto del valor teórico. Cada una de estas regiones precisa de un coeficiente empírico para ajustar el caudal calculado, a partir del DCMve, con el caudal medido.

Investigaciones más avanzadas

Hasta finales de los años ochenta, la investigación del flujo desbordado en cauces compuestos se podía separar en cuatro líneas de actuación dependiendo del país en el que se desarrollara la investigación. En los E.E.U.U. se realizaron algunos trabajos en un canal de gran escala usando geometrías en planta recta y en planta meandriforme, pero no analizaron detalladamente el fenómeno del desbordamiento. El U.S. Army Corps of Engineers (1956) realizó experimentos para comparar la influencia de la sinuosidad de los cauces meandriformes en la capacidad de una sección compuesta con flujo desbordado y **James y Brown (1977)** desarrollaron una fórmula que aplicada al SCM corregía las pérdidas producidas por la interacción del cauce y las llanuras. En la U.R.S.S. Zheleznyakov (1950s, 1960s y 1970s) llevó a cabo una profunda investigación en cauces compuestos prismáticos definiendo los efectos de la interacción cauce/llanura en el flujo desbordado. La tercera línea fue la desarrollada por autores de diferentes nacionalidades, Ghosh, Townsend, Rajaratnam o Radojkovic, con trabajos muy diferentes entre ellos. Aunque estos trabajos dieron buenos resultados que sirvieron para conocer mejor el flujo desbordado en secciones compuestas, es de destacar la cuarta línea definida por los investigadores ingleses que realizaron una labor constante y provechosa. En U.K. desde que Sellin (1964) visualizara los vortices generados en la superficie de interacción entre el cauce principal y las llanuras de un cauce de sección compuesta varios investigadores británicos, Myers, Wormleaton, Ervine y Knight (en la década de los 80) estudiaron el problema en profundidad, identificando claramente el fenómeno de la transferencia de momentos y desarrollando numerosos estudios sobre los efectos de la transferencia de momentos en la distribución de tensiones y velocidades, además de desarrollar el método ASFM para estimar el caudal en una sección compuesta, que mejoraba los métodos convencionales. A finales de los ochenta la construcción del FCF generó un gran número de artículos de los autores británicos y de otros que utilizaron esos datos. Paralelamente, diferentes autores, especialmente japoneses, avanzaron en el estudio en cauces compuestos de planta prismática.

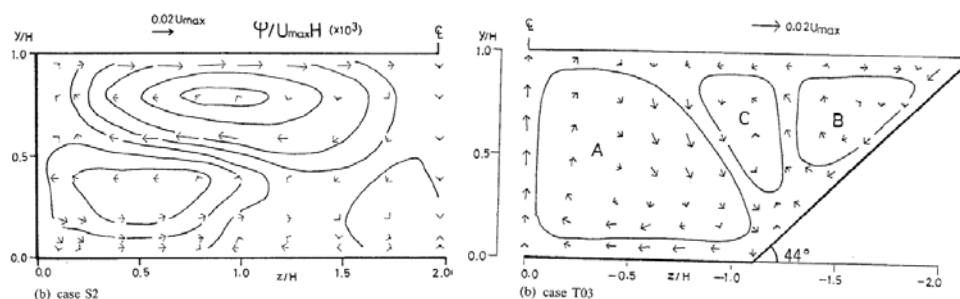


Figura 2.2.17. Distribución de flujos secundarios en cauces de sección rectangular (izqda.) y trapecial (drcha.). (Tominaga et al, 1989).

La intensa investigación experimental desarrollada en los ochenta fue especialmente útil para identificar los efectos del fenómeno de interacción en las estructuras de flujo. Muchos autores usaron estos resultados para describir la dinámica del flujo en cauces compuestos de planta recta y desarrollar modelos de turbulencia en 3D que

representasen las principales características del flujo. El primer fenómeno analizado fue el de los flujos secundarios; en el flujo en cauces abiertos las pérdidas de energía más importantes son las debidas a la resistencia del fondo y a las corrientes secundarias. **Nezu y Rody (1985)** mostraron la distribución de los flujos secundarios en cauces rectos de secciones rectangulares de diferentes anchos, y **Tominaga et al (1989)** mostraron a partir de medidas experimentales que las estructuras de los flujos secundarios varían con la forma de la sección, p. ej. en la sección trapecial aparece un vórtice nuevo cerca de la pared lateral que no se observa en las secciones rectangulares, Figura 2.2.17.

En el caso de flujo desbordado, la resistencia al movimiento debida a la interacción entre el flujo del cauce y el de las llanuras supone una fuente adicional de pérdidas, modificándose la distribución de los flujos secundarios, que además varía con el calado. **Tominaga et al (1989b)**, **Naot et al (1993)** y **Nezu et al (1999)** mostraron los flujos secundarios para diferentes calados en las llanuras (Figura 2.2.18). **Tominaga y Nezu (1991)** mostraron dos grandes vórtices que condicionaban la distribución de los flujos secundarios, el vórtice del cauce principal y el vórtice de la llanura. Estas dos grandes circulaciones se generaban en la zona de interacción, desde el vértice de la llanura.

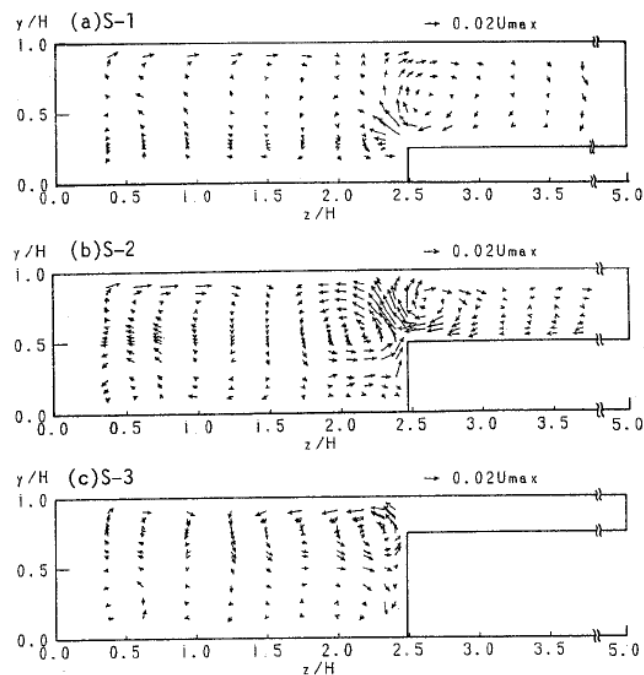


Figura 2.2.18. Vectores de flujos secundarios medidos en un cauce compuesto con llanura asimétrica, comparación para diferentes calados. (Tominaga et al, 1989b)

Muchos trabajos fueron presentados en los congresos de finales de los años ochenta. **Tominaga et al (1988)** analizaron las estructuras turbulentas y la producción de energía turbulenta en un cauce compuesto. **Tamai et al (1986)** estudiaron los vórtices de eje vertical que se desarrollaban en la superficie de separación entre cauce y llanura y la vorticidad generada en el fondo de la llanura. **Arnold et al. (1989)** mostraron en un cauce compuesto con llanuras rugosas, que el mecanismo de interacción inducía corrientes secundarias en el cauce principal, cambiando la distribución de la componente transversal de la velocidad respecto al caso de flujo dentro del cauce. Los mismos flujos secundarios fueron observados por **Tominaga et al (1988 y 1989)**, **Imamoto e Ishigaki (1989)** y **Kawahara y Tamai (1989)** en el caso de llanuras lisas.

La influencia del flujo desbordado en la distribución de los flujos secundarios fue ampliamente estudiada por **Tominaga y Nezu (1991)**, que mostraron que la distribución de las corrientes secundarias en cauces rectos de sección compuesta variaba cuando se producía el desbordamiento, estando influenciada por el calado relativo entre el cauce y la llanura y por otros factores geométricos y de rugosidad. **Larsson (1988)** mostró que la influencia de las corrientes secundarias en la interfaz cauce/llanuras disminuía en los calados pequeños en la llanura respecto de los calados mayores. **Kawahara y Tamai (1989)** explicaron que el mecanismo de transferencia de momentos se puede entender como suma de dos componentes, que son la advección debida a los flujos secundarios y la difusión turbulenta. La contribución de cada uno en la tasa neta de transferencia depende principalmente del calado de agua en la llanura y de su rugosidad, siendo casi constante para diferentes anchos de llanura. **Nezu et al (1999)** encontraron que la variación de los flujos secundarios es un efecto de gran importancia, especialmente cuando los calados relativos son altos. Sin embargo, cuando los calados relativos son pequeños las tensiones de Reynolds son más relevantes, ver Figura 2.2.19.

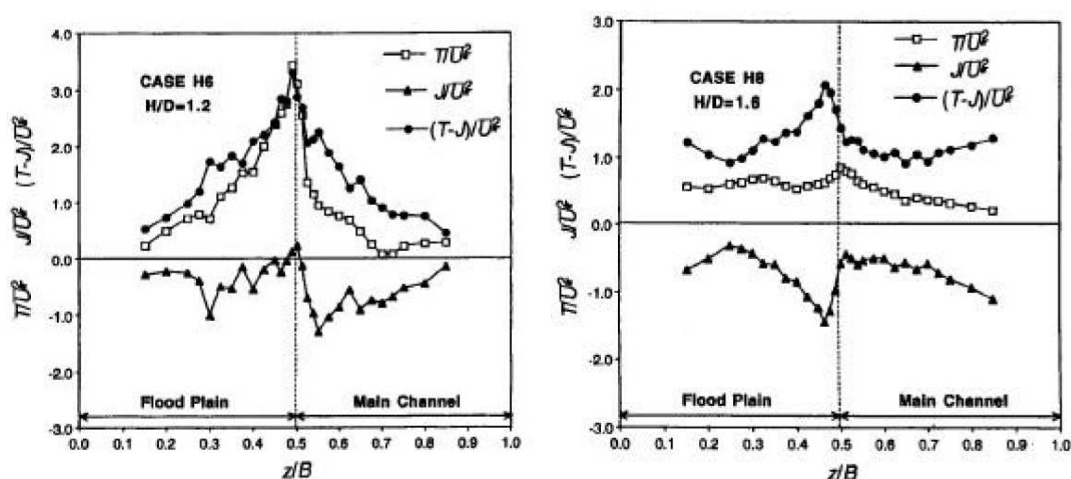


Figura 2.2.19. Importancia de las tensiones de Reynolds (T) en la transferencia de momentos ($T-J$) con calados pequeños en la llanura (izqda.). Comparación con un calado mayor (dcha.) donde los flujos secundarios (J) son de igual magnitud. (Nezu et al, 1999)

Todos estos trabajos sirvieron para identificar las principales características del flujo desbordado: La primera es la vorticidad horizontal de gran escala generada en la zona de interacción entre el cauce y las llanuras, que es debida al gradiente horizontal de velocidad y que fue también identificada por Sellin (1964). La turbulencia generada por la fricción de fondo también afecta a estos vórtices, especialmente en las llanuras. Este efecto estabilizador es más importante en el caso de llanuras rugosas, donde la capa de corte es más estrecha y el gradiente de velocidad más pronunciado. La tercera característica son las corrientes secundarias que se producen en el borde de separación entre el cauce y las llanuras. En el desbordamiento, estos flujos secundarios son debidos al gradiente de tensiones de Reynolds en el plano vertical, siendo las pérdidas de carga debidas a estos flujos mayores que en el flujo confinado en el cauce.

La distribución de los flujos secundarios y las complicadas estructuras tri-dimensionales generadas en la capa de corte entre el cauce y la llanura, han sido recientemente estudiadas por **Naot et al (1993, 1996a, 1996b)** y **Tominaga y Knight (2004)** entre otros. Tominaga y Knight (2004) han postulado que las razones por las que se produce la transferencia de momentos desde el cauce hacia las llanuras son los flujos

secundarios perpendiculares a la dirección principal y los vórtices de eje vertical. Estos autores mostraron que para simular el aumento de tensión de fondo en las llanuras era necesario un valor de los flujos secundarios irreal. Los vórtices de eje vertical explican el aumento de tensión en las llanuras, especialmente en calados pequeños.

En los últimos años, desde que finalizaron las Series B del FCF, la investigación ha avanzado en el estudio del flujo en cauces compuestos de planta meandriforme, reduciéndose el estudio de los cauces prismáticos. Además el énfasis de los principales autores, británicos sobre todo, se ha puesto en avanzar en los ensayos del FCF relativos al flujo desbordado con cauce móvil que será comentado más adelante. Para concluir la revisión del flujo desbordado en cauces prismáticos hay que comentar que el avance de los ordenadores ha permitido el desarrollo de modelos de turbulencia en 3D que han sido contrastados con los resultados experimentales obtenidos en investigaciones anteriores, confirmándose la complejidad del flujo desbordado en cauces compuestos.

A pesar de todos estos avances, tanto experimentales como numéricos, la estimación de las fuerzas de interacción entre el cauce y las llanuras en cauces rectos compuestos es un problema complejo de difícil solución. Los modelos de turbulencia en tres dimensiones, **Prinos (1990)**, **Colkjat y Younis (1995)**, **Younis (1996)** y **Sofialidis and Prinos (1998, 1999)**, no resuelven todavía las complicadas estructuras de flujo debidas a la interacción entre el cauce y las llanuras, además de requerir mucho tiempo de cálculo. En la mayoría de los casos, los flujos secundarios y la interacción turbulenta son subestimados por los modelos de turbulencia, lo que hace que el cálculo de las tensiones aparentes de corte sea inexacto.

2.2.2. Influencia de la rugosidad en las llanuras

Como se ha expuesto en el apartado anterior, el flujo desbordado en cauces compuestos con rugosidad uniforme en cauce y llanuras, afecta no solo a las estructuras de flujo si no que influye claramente en la capacidad hidráulica de la sección completa y del cauce y las llanuras por separado. Estos fenómenos se complican cuando las llanuras son más rugosas que el cauce, tal y como ocurre en los ríos naturales. La mayor dificultad de las medidas en las llanuras rugosas ha hecho que a pesar de la mayor similitud con los casos reales, estos casos hayan sido menos analizados, aunque las conclusiones obtenidas han sido importantes.

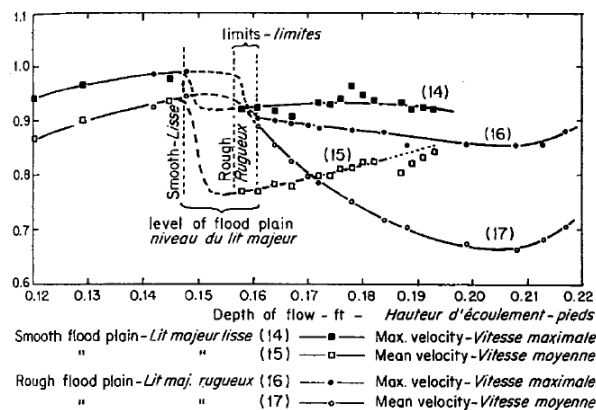


Figura 2.2.20. Efecto de las llanuras rugosas en las velocidades (Sellin, 1964).

Ya el propio Sellin (1964) analizó algún caso en el que las llanuras eran más rugosas que el cauce y comprobó que el comportamiento para calados altos era diferente al caso de llanuras lisas. La Figura 2.2.20 muestra la variación de las velocidades media y máxima en las llanuras con el calado, observándose que la reducción de la velocidad en las llanuras rugosas se mantiene para calados mayores. Sellin además analizó la influencia de una pared permeable (simulando la vegetación de ribera) en las márgenes.

De los primeros estudios realizados por los ingleses sólo Wormleaton et al (1982) y Knight y Hamed (1984) analizaron la influencia de la rugosidad en las llanuras. Wormleaton et al mostraron que los métodos tradicionales de cálculo daban errores mayores al aumentar la rugosidad en las llanuras, lo que indicaba una mayor importancia de las pérdidas por interacción. Knight y Hamed (1984) analizaron la distribución de fuerzas y de velocidades para diferentes densidades de rugosidad en las llanuras. En la Figura 2.2.21 se puede observar que a mayor rugosidad (Serie 9) mayor es la proporción de la fuerza aparente respecto a la total. Además se puede ver que cuando las llanuras son rugosas esta proporción no disminuye con el calado como en las llanuras lisas (Serie 3), si no que se mantiene casi constante.

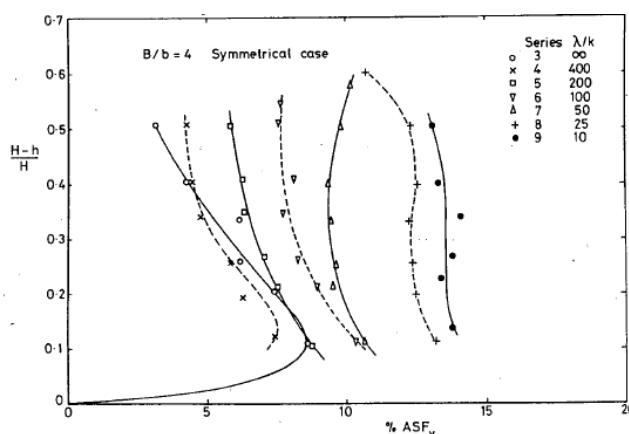


Figura 2.2.21. Proporción de la fuerza aparente de corte respecto de la fuerza total en cauces con llanuras rugosas-drcha. (Knight y Hamed, 1984).

Uno de los fenómenos más interesantes observados en el flujo desbordado en cauces compuestos es la reducción de la capacidad hidráulica para calados pequeños sobre las llanuras en comparación con la capacidad del cauce a sección llena. Sellin (1964) ya mostró una subida repentina del nivel en el momento del desbordamiento, que indica que el caudal a cauce completo se corresponde con dos calados diferentes, uno por encima de las llanuras y otro por debajo. Cuando las llanuras son más rugosas que el cauce este fenómeno se acentúa. **Buchanan (1983)** comparó los datos de caudal desbordado publicados por Wormleaton et al (1982) con el caudal a cauce completo y señaló que en los casos de llanuras rugosas el caudal en los calados relativos bajos era menor que el del cauce completo. **Smart (1992)** mostró el mismo fenómeno en ensayos en los que las llanuras eran más rugosas que el cauce. El aumento de capacidad debido a las llanuras no compensa la reducción en el cauce debida a la interacción cauce/llanura, aumentando el calado hasta el nivel que iguala ambos caudales.

El trabajo en las Universidades alemanas se ha centrado en cauces compuestos con llanuras vegetadas. **Pasche y Rouve (1985)** mostraron los vórtices producidos por el intercambio de momentos entre el cauce y la llanura vegetada artificialmente, Figura

2.2.22. Como se puede observar los vórtices se desplazan hacia el cauce debido a que la resistencia de las llanuras frena el desarrollo de éstos.

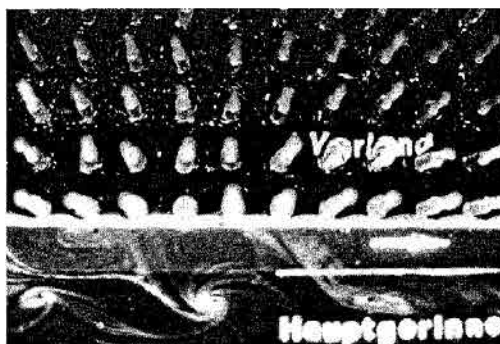


Figura 2.2.22. Vórtices visualizados en la interface cauce-llanura con llanura artificialmente vegetada (Pasche y Rouve, 1985).

Los autores propusieron un modelo uni-dimensional que divide la sección en cuatro zonas, ver Figura 2.2.23, que son:

- Región I: Flujo en la llanura, no influenciado por el cauce principal. No hay transferencia de momentos.
- Región II: Flujo en la llanura influenciado por el cauce principal. El efecto de la transferencia de momentos es importante.
- Región IIIa: Flujo en el cauce principal, influenciado por la llanura. Efecto muy grande de la transferencia de momentos.
- Región IIIb: Flujo en el cauce principal, no influenciado por la llanura. El efecto de la transferencia de momentos es nulo.

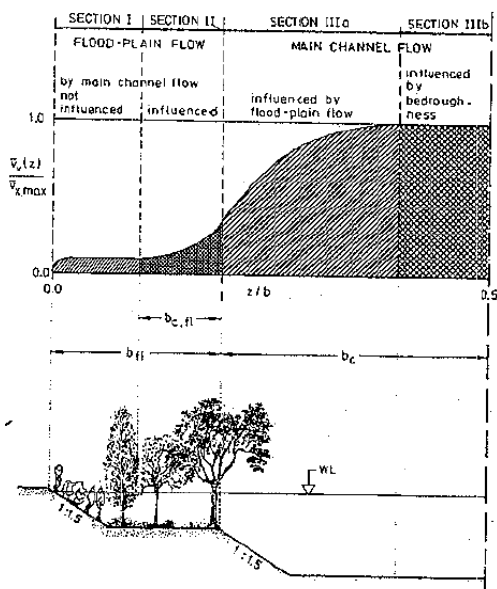


Figura 2.2.23. Subdivisión de la sección compuesta en las cuatro zonas propuestas por Pasche y Rouve (1985).

Las investigaciones de Pasche y Rouve mostraron que el ancho de la zona vegetada en la llanura no influye mucho en la resistencia al flujo en cauces con llanuras de vegetación densa. Además, el coeficiente de fricción en la superficie de interacción entre el cauce y la llanura no depende del calado cuando la vegetación es densa en las llanuras. Sin embargo, diferentes configuraciones de los elementos de rugosidad en la

llanura, sí influyen en la resistencia que esta ofrece al flujo en el cauce principal. No es suficiente pues, evaluar únicamente la diferencia de velocidades entre el cauce y la llanura en el caso de llanuras con rugosidad variable en su ancho.

En la misma línea de investigación experimental, **Nalluri y Judy (1985)** presentaron un trabajo en el que usaron diferentes configuraciones de elementos de rugosidad formados por cilindros y elementos verticales de plástico que simulaban la vegetación natural, como árboles y arbustos. Los autores presentaron medidas de velocidad y de tensiones aparentes de corte para diferentes configuraciones del cauce y llanuras, y observaron que los coeficientes de Manning del cauce y de las llanuras estaban afectados por las diferentes configuraciones de rugosidad en las llanuras. Nalluri y Judy también comprobaron que los métodos tradicionales de cálculo del caudal en una sección compuesta no eran válidos para cauces con llanuras rugosas.

En los estudios desarrollados en el FCF también se consideró un caso con llanuras rugosas. Los elementos de rugosidad usados simulaban la vegetación arborea existente en las llanuras de inundación (Figura 2.2.13). Wormleaton y Merret (1990) mostraron que los métodos tradicionales daban peores resultados en los casos con llanuras rugosas, y Ackers (1993) analizó la influencia de los elementos verticales de rugosidad en el valor de la coherencia. Ackers además mostró que cuando las llanuras son lisas los caudales calculados con el SCM y con el DCM se van igualando al aumentar el calado, hasta coincidir con el medido. Sin embargo, cuando las llanuras son rugosas estos caudales se separan más al aumentar el calado. Esto es debido a que con llanuras lisas la interacción disminuye con el calado mientras que se mantiene cuando son rugosas.

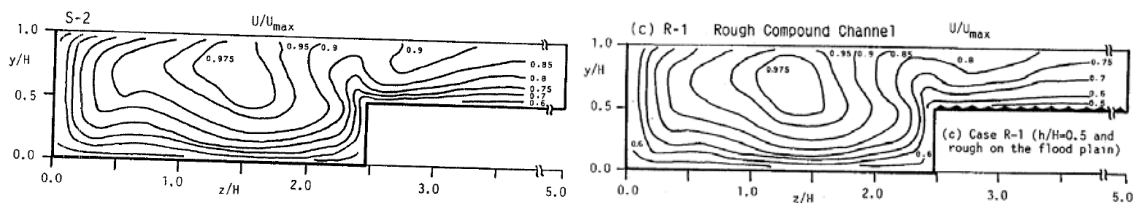


Figura 2.2.24. Isolíneas de velocidad en llanura lisa (S-2) y rugosa (R-1).

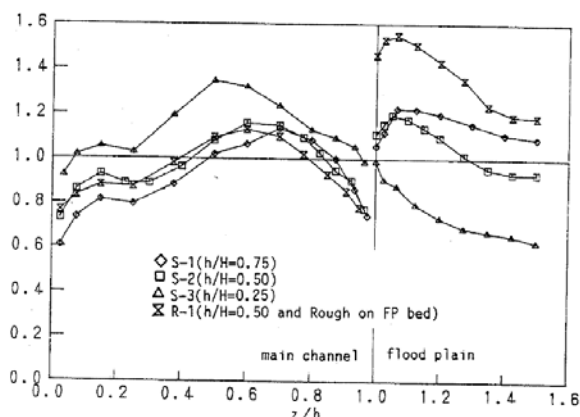


Figura 2.2.25. Tensiones de fondo en cauce y llanura para diferentes calados y rugosidad. Comparación entre llanura lisa (S-2) y rugosa (R-1) (Tominaga y Nezu, 1991).

En cuanto a las estructuras de flujo, Tominaga y Nezu (1991) compararon para el mismo calado los casos de llanuras lisas y rugosas. Los autores mostraron que aunque los flujos secundarios no se veían afectados por la diferencia de rugosidad entre cauce y llanura, la distribución de la velocidad principal y de las tensiones de fondo sí. Sin

embargo, Naot et al (1993a) sí encontraron un aumento de la intensidad de las corrientes secundarias en la llanura. En la Figura 2.2.24 se ve la influencia de la rugosidad de las llanuras en las velocidades del cauce y de la llanura, y en la Figura 2.2.25 el aumento considerable de la tensión de fondo en la llanura y la ligera disminución en el cauce.

2.2.3. Experimentos en cauce de lecho móvil

En cuanto al caso de cauce móvil, a partir del año 2000 se desarrollaron en el FCF estudios pioneros que clarificaron alguno de los procesos que se producen en los ríos naturales. **Knight et al (1999)** describieron con detalle los ensayos realizados en cauces prismáticos con lecho móvil y dos llanuras simétricas, lisas y rugosas. La principal característica del flujo desbordado en cauces con lecho móvil, que lo diferencia del fondo rígido, es la aparición de las formas de fondo (Figura 2.2.26).



Figura 2.2.26. Formas de fondo en el cauce principal, con flujo a cauce lleno (izda.) y con flujo desbordado sobre las llanuras (drcha.).

El flujo desbordado en cauces con lecho móvil es difícil de analizar debido a la aparición de las formas de fondo, a la variación de éstas al desbordar el cauce (Figura 2.2.27), y al incremento de la rugosidad. Todos estos factores influyen en la distribución de tensiones en el fondo y en la distribución de velocidades. Además esta variabilidad en los factores que afectan al flujo complica las medidas y, en el caso del FCF, la gran escala del modelo aumentó considerablemente el tiempo para conseguir las condiciones de equilibrio en cada ensayo. Las medidas de tensiones de fondo y de velocidades se redujeron a unos pocos calados (Knight et al, 1999 y Knight y Brown, 2001).

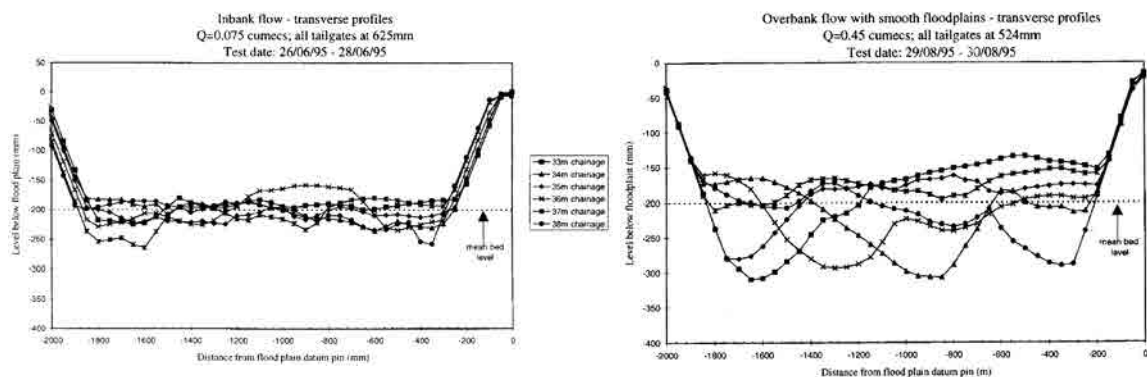


Figura 2.2.27. Variación del tamaño de las formas de fondo con flujo confinado (izda.) y con flujo desbordado sobre las llanuras (drcha.) (Knight y Brown, 2001).

Knight y Brown (2001) analizaron la resistencia al flujo en canales compuestos con lecho móvil en el cauce a partir de los experimentos realizados en el FCF. La resistencia al flujo en el cauce está influenciada por las formas del fondo y por la interacción entre el cauce y la llanura. Knight y Brown (2001) mostraron que los valores de los coeficientes de rugosidad, f de Darcy-Weisbach y n de Manning, en la sección completa y en cada zona independiente, y el valor local de los coeficientes, son todos diferentes. En el caso del cauce son muy variables debido a las formas del lecho (Figura 2.2.28). Además demostraron que para el cálculo del coeficiente local de Darcy-Weisbach en el caso de flujo desbordado, no es válida la fórmula del calado local y del gradiente de energía.

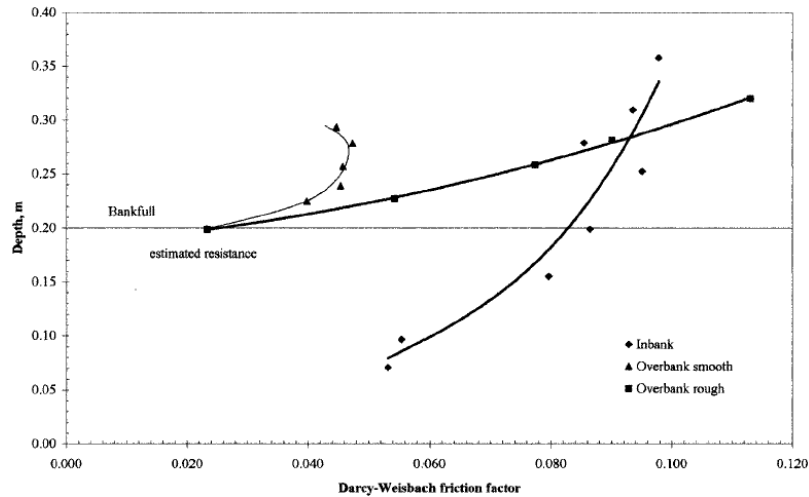


Figura 2.2.28. Valores del factor de fricción de Darcy para el flujo confinado en el cauce y para el flujo desbordado con llanuras lisas y rugosas (Knight y Brown, 2001).

En el caso con llanuras lisas, el coeficiente de rugosidad del cauce es mayor que el de las llanuras, y las velocidades de cauce y llanuras son similares incluso para calados bajos (Figura 2.2.29). Estas bajas velocidades en el cauce reducen la interacción con las llanuras, e incluso cambian su sentido. Myers et al (2001) analizaron la distribución de velocidades en cauce móvil-series C con la de cauce rígido-series A (Figura 2.2.29). Los resultados confirmaron la complejidad del flujo en cauce móvil y mostraron que los métodos clásicos de cálculo de la capacidad tampoco son válidos en este caso.

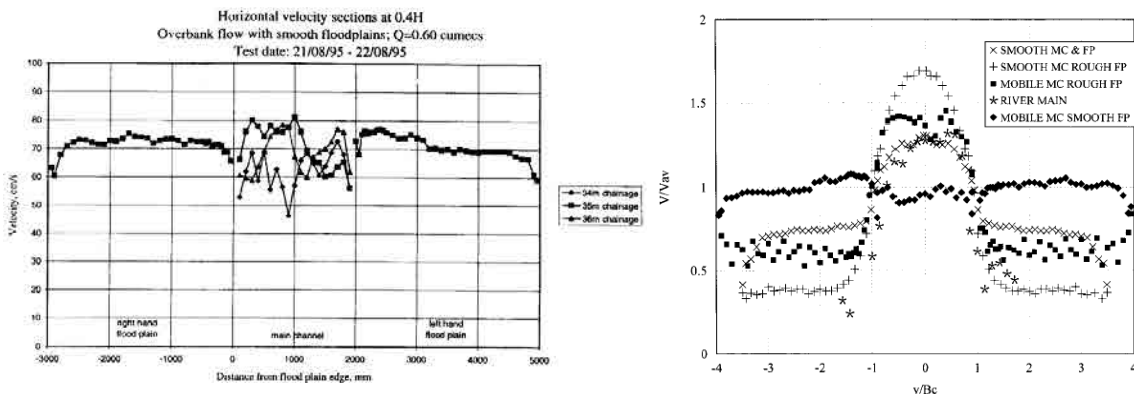


Figura 2.2.29. Distribución de velocidades en llanuras lisas (izda.) y comparación con el caso de cauce rígido-Series A (drcha.) (Knight y Brown, 2001 y Myers et al, 2001).

Debido a la excesiva duración de los ensayos en cauce móvil, se tomaron pocas medidas que no permitieron extraer conclusiones más importantes acerca del flujo

desbordado. Los investigadores que tomaron parte de los ensayos en cauce prismático sugirieron llevar a cabo más ensayos en canales de pequeña escala para avanzar en el conocimiento del flujo desbordado en cauces con fondo móvil. Entre estos trabajos destacan los de **Atabay et al (2004)** y **Atabay et al (2005)**, en cauces con llanuras lisas, que confirmaron algunos resultados obtenidos por Knight y Brown (2001) y avanzaron en otros aspectos. Los autores realizaron ensayos en cauce móvil y en cauce rígido y compararon los resultados en ambos casos. En cuanto a las velocidades y caudales, se observó que la mayor rugosidad del fondo móvil, debida al grano pero sobre todo a las formas de fondo, influía en el reparto de caudales entre el cauce y las llanuras (Figura 2.2.30). Esto es debido a que las velocidades en el cauce tienen valores similares a las de las llanuras (Figura 2.2.30), lo que reduce la proporción de caudal del cauce.

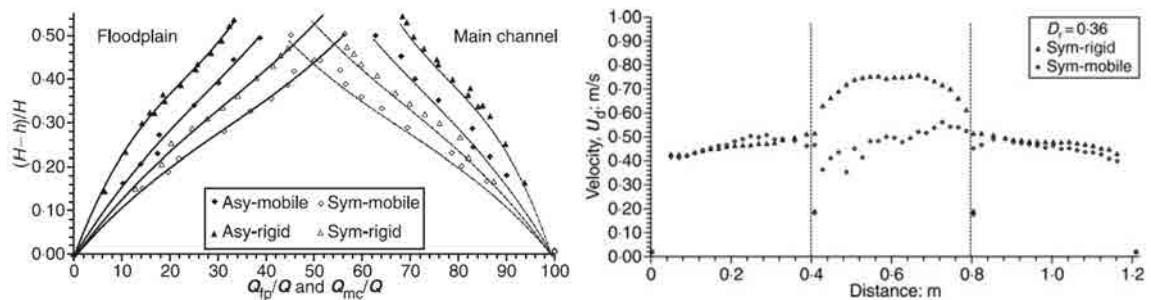


Figura 2.2.30. Distribución de caudales en cauce y llanuras (izda.) Comparación de velocidades en cauce móvil y rígido (drcha.) (Atabay et al, 2005).

En cuanto a las tensiones de fondo, Atabay et al (2005) observaron que la distribución en las llanuras era más irregular que en el caso de cauce rígido (Figura 2.2.31) y que diferían del valor teórico bidimensional. La transferencia de momentos entre cauce y llanuras, medida en términos de la tensión aparente de corte en la separación vertical, se reduce (Figura 2.2.31) en el caso de lecho móvil con llanuras lisas y para calados altos cambia de signo, transfiriéndose masa de las llanuras al cauce.

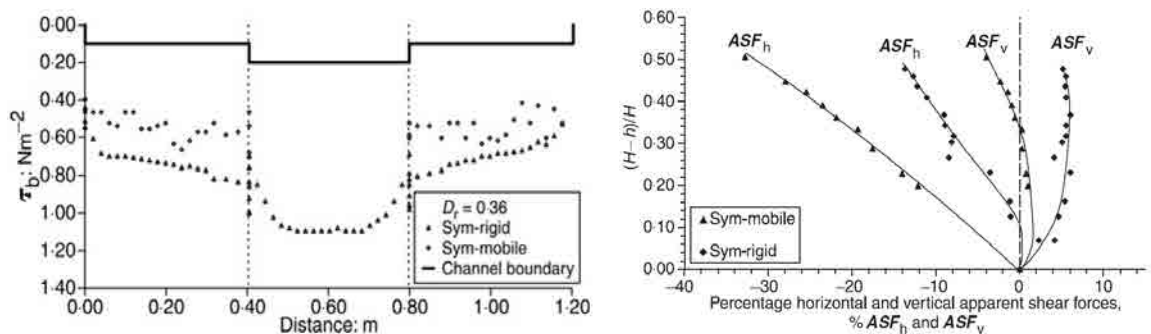


Figura 2.2.31. Distribución de tensiones de fondo en las llanuras (izda.) Porcentaje de la fuerza aparente de corte entre cauce y llanuras (drcha.) (Atabay et al, 2005).

Tang y Knight (2006) utilizaron la misma instalación que Atabay et al (2005) para analizar el caso de cauce con lecho móvil y llanuras rugosas. En primer lugar observaron que a medida que aumentaba la rugosidad de las llanuras se incrementaba el tamaño de las formas de fondo (Figura 2.2.32). Esto aumenta la rugosidad del cauce (Figura 2.2.32) y tiene importantes efectos en la transferencia de momentos entre cauce y llanuras. Sin embargo, el caso en el que las llanuras son más rugosas, el coeficiente de rugosidad en el cauce no aumenta en proporción.

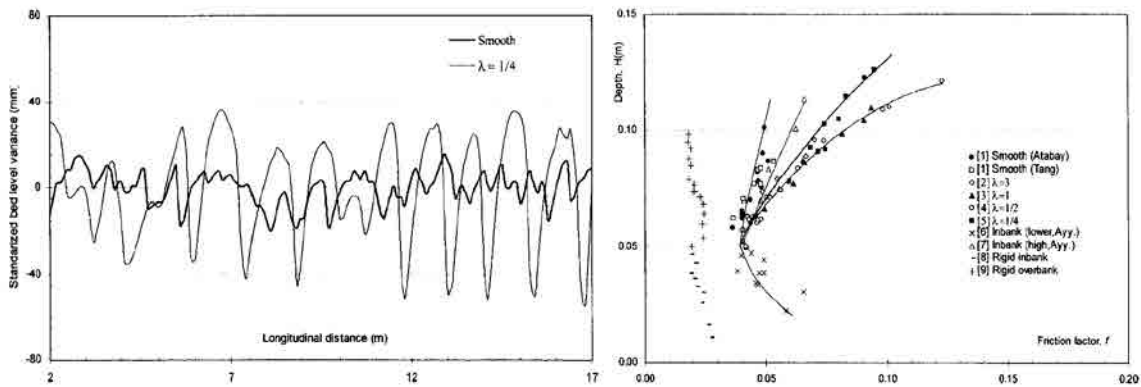


Figura 2.2.32. Efecto de la rugosidad de las llanuras en las formas de fondo (izda.). Variación del factor de fricción en el cauce con el incremento de la rugosidad en las llanuras (drcha.) (Tang y Knight, 2005).

Las llanuras rugosas afectan también a la distribución de velocidades y de caudales, aumentando la proporción de caudal transportado por el cauce. Esto es debido a la reducción de las velocidades en las llanuras, que asemeja la distribución lateral de velocidades a los casos con cauce rígido (Figura 2.2.33).

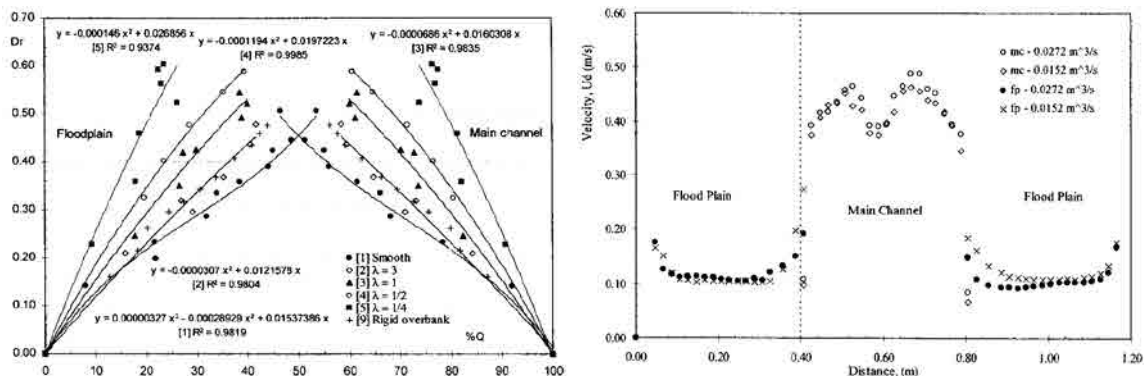


Figura 2.2.33. Porcentaje de caudal en cauce y llanuras (izda.). Distribución de velocidades en llanuras rugosas (drcha.) (Tang y Knight, 2005).

Los estudios de flujo desbordado en cauce móvil son de especial importancia para conocer los procesos reales que ocurren en los cauces naturales. Las principales características del flujo se resumen en:

- Variación de la forma del cauce que modifica la distribución de las tensiones de fondo y de las velocidades a lo largo y ancho del cauce. La distribución en las llanuras no tiene por que mantener la simetría geométrica en éstas.
- Rugosidad variable en el cauce por efecto de la variación en la forma del lecho, introduciendo un elemento más de incertidumbre. En el caso de fondo liso la resistencia del contorno para cauce desbordado se puede considerar igual que la de cauce lleno.
- El transporte de fondo incrementa la resistencia al flujo, disminuyendo en el caso de flujo desbordado respecto del caso de flujo confinado. La variación del transporte de fondo cuando el cauce se ha desbordado ha sido analizada por Atabay et al (2005) y por Tang y Knight (2006) mostrando valores medidos experimentalmente (Figura 2.2.34) que confirman la hipótesis de Ackers (1992) de que el máximo transporte de fondo se produce con el caudal de cauce lleno, reduciéndose para caudales mayores que desbordan el cauce.

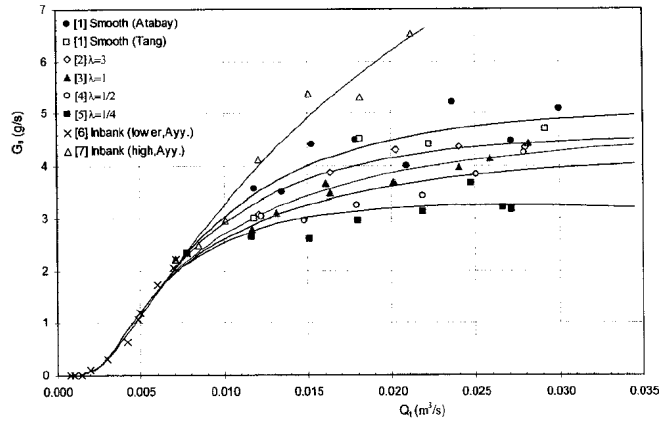


Figura 2.2.34. Transporte sólido (G_s) frente a caudal total (Q_t) en cauces compuestos (Tang y Knight, 2005).

Los últimos estudios sobre cauces de sección compuesta analizan el transporte sólido en el cauce a partir de los datos del FCF y de otros canales pequeños (Karamisheva et al, 2006 y 2007). Estos estudios exceden el ámbito de esta tesis pero es importante comentar que el estudio del flujo desbordado en cauces compuestos está siendo aplicado al transporte de sedimentos, procesos que en ríos de llanura están interrelacionados.

2.2.4. Estudios en ríos naturales

Algunos de los resultados experimentales obtenidos en los canales de laboratorio mencionados fueron confirmados por el estudio de **Bhowmik y Demissie (1982)**, que analizaron una serie de datos de campo de ríos americanos en situaciones de avenida. Los autores trataron de evaluar la importancia que tienen las llanuras de inundación en la capacidad de transporte de un río natural desbordado. En una representación gráfica de la proporción de área de la llanura, respecto al área de la sección completa, frente a la proporción de caudal transportado por las llanuras, se observa que para calados pequeños, las llanuras transportan menos caudal que el que les correspondería según su área, es decir, en estos casos y debido fundamentalmente a la vegetación en las llanuras, éstas actúan como áreas de almacenamiento y no de transporte de agua (Figura 2.2.35). Para caudales mayores, las llanuras y el cauce se comportan como una unidad en los que la capacidad de transporte se acerca a la proporcionalidad del área.

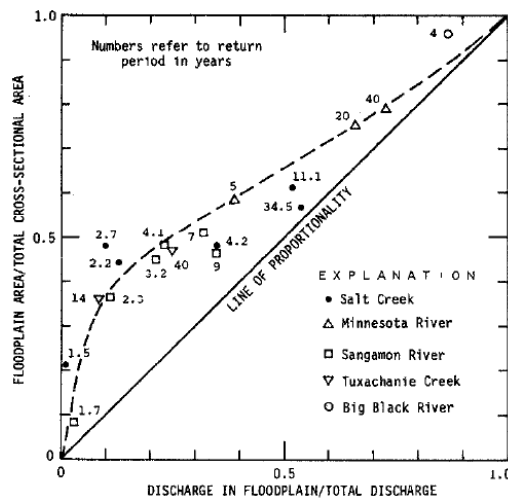


Figura 2.2.35. Relación entre el área de las llanuras/ área total y el caudal de las llanuras/ caudal total (Bhowmik y Demissie, 1982).

Los autores demostraron con medidas de campo, que el fenómeno de disipación de energía debido a la transferencia de masa del cauce a las llanuras, reduce la velocidad media del cauce en el caso de desbordamiento (Figura 2.2.36). Además la velocidad media de las llanuras aumenta hasta valores cercanos a los de la velocidad media calculada para la sección compuesta. Estos resultados coinciden con los obtenidos en laboratorio.

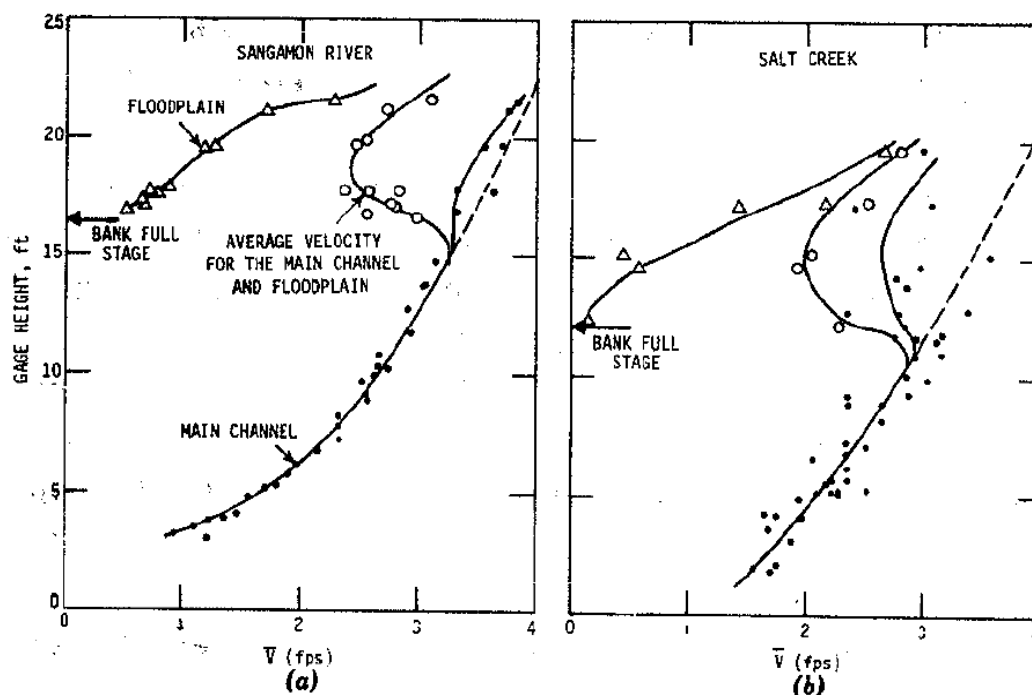


Figura 2.2.36. Variación de la velocidad media en la llanura, en el cauce y en la sección completa con el nivel de agua, en dos ríos americanos (Bhowmik y Demissie, 1982).

Varios autores británicos (Knight et al, 1989, Ackers, 1992, Knight y Shiono, 1996) analizaron las medidas del río Severn (U.K.), extrayendo conclusiones que confirmaban los resultados de laboratorio. En la Figura 2.2.37 se puede observar la sección del río Severn y la variación del perímetro mojado con el calado. La reducción brusca del radio hidráulico al desbordar el cauce a las llanuras origina una reducción del coeficiente de Manning para la sección completa. Si se calcula el coeficiente de Manning correspondiente a cada subzona se observa un aumento del coeficiente en el cauce y una disminución en las llanuras, debidas a la disminución de caudal en el cauce y aumento en las llanuras por la interacción entre ambos.

En el 1º congreso de Hidráulica de Inundaciones en Ríos (River Flood Hydraulics), celebrado en Wallingford en 1990, se presentaron dos trabajos sobre el modelo físico del río Main en Irlanda del Norte, que incluían datos de campo. **Myers (1990)** presentó la curva de calado/caudal para una sección del río Main en un tramo recto y comparó los datos de campo con los datos obtenidos en modelo reducido. **Higginson, Johnston y Myers (1990)** mostraron cómo influye la distorsión de escala en la transferencia de momentos entre cauce y llanuras en el modelo reducido del río Main.

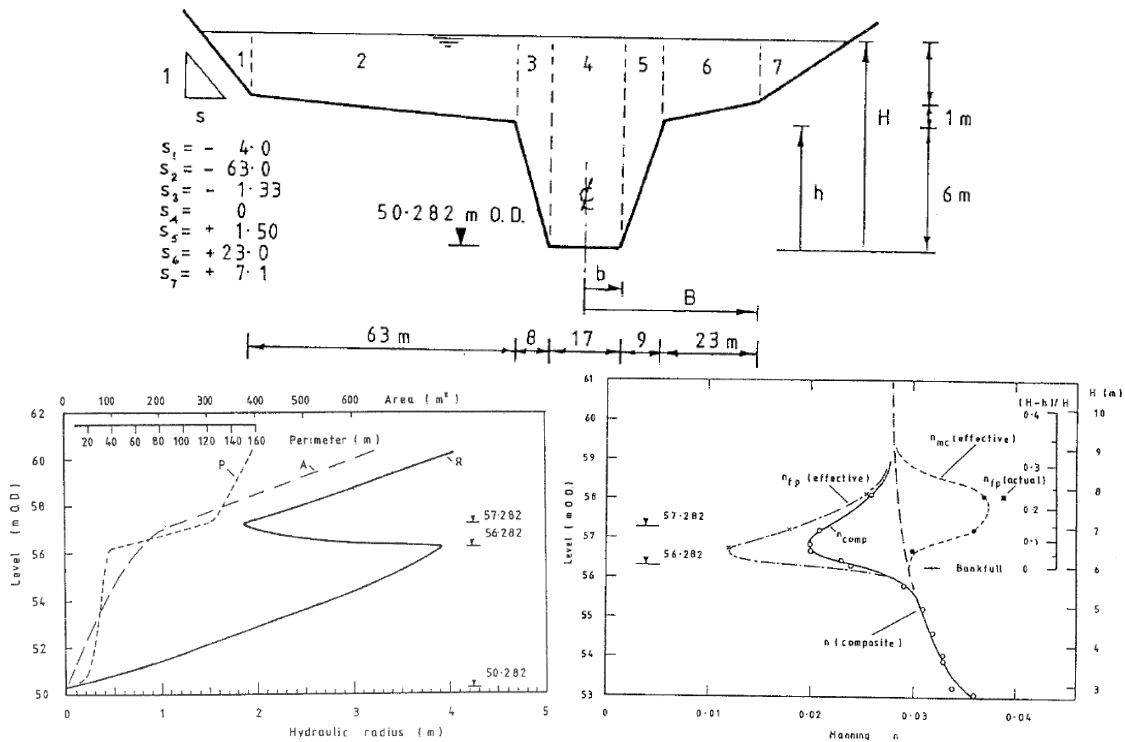


Figura 2.2.37. Sección del río Severn (arriba). Variación del radio hidráulico con el calado (abajo izda.) y variación de la n de Manning con el calado (dcha.) (Knight y Shiono, 1996).

Completando el trabajo de Myers (1990) en el río Main, **Martín y Myers (1991)** presentaron un profundo análisis de los datos de campo del río irlandés. El río Main es un cauce artificialmente modificado, con una planta de tramos rectilíneos, un cauce principal ancho y estrechas llanuras de alivio en pendiente hacia el cauce para favorecer el flujo, se puede observar la sección de medidas en la Figura 2.2.38.

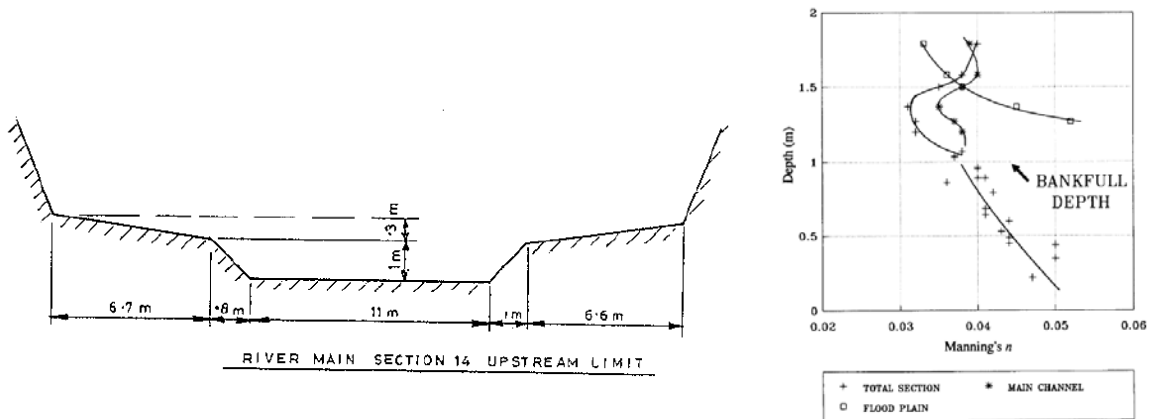


Figura 2.2.38. Sección del río Main (izda.) y variación del coeficiente de Manning con el calado (dcha.) para la sección total y para el cauce y las llanuras con interacción.

Martín y Myers presentaron medidas de calados, velocidades y caudales en las secciones de aguas abajo y aguas arriba, que permitieron el análisis del cauce y llanuras por separado. A partir de las curvas de calado/caudal, los autores mostraron la reducción de la capacidad que se produce al desbordar el cauce, debido a la transferencia de momentos que reduce la capacidad del cauce principal.

Los autores presentaron la variación de los coeficientes de Manning en la sección completa, y en cauce y llanuras por separado (Figura 2.2.39), demostrando la dificultad de estimar la rugosidad global o del cauce y llanuras en el caso de flujo desbordado. Los coeficientes obtenidos a partir de los datos, aplicando el método de división en zonas (DCM) y el de la sección completa (SCM), contienen las pérdidas por interacción entre el cauce y las llanuras. Estos métodos convencionales daban errores de hasta el 25%, coincidiendo con los resultados de laboratorio.

En el 2º congreso de Hidráulica de Inundaciones en Ríos (River Flood Hydraulics) celebrado en York en 1994, **Lyness y Myers (1994)**, presentaron más datos de campo del río Main en Irlanda del Norte (Figura 2.2.39). Los autores analizaron dos hidrogramas de inundación en el tramo de estudio, y a partir de la condición de contorno aguas abajo, dada por los calados medidos en la campaña de campo, obtuvieron en la sección de aguas arriba unos calados que demostraban que el SCM subestima la capacidad del cauce y el DCM la sobrestima, coincidiendo con los resultados obtenidos en laboratorio.



Figura 2.2.39. Vista del río Main (izda.) y del río Senggai en Malasia (drcha.).

Recientemente, **Dittich et al (1999)** compararon métodos de cálculo del caudal, desarrollados para cauces compuestos, con datos de ríos de Alemania. Los resultados mostraron que estos métodos, aunque daban buenos resultados en canales de laboratorio, sin embargo no eran tan adecuados para ríos reales, donde para calados muy grandes o muy pequeños daban errores mayores del 10%. Sin embargo, los autores explicaron que se usaron coeficientes de rugosidad en la llanura iguales para todos los calados, aunque la rugosidad de la vegetación varía con el calado.

Misik (2007) comparó datos de ríos de Eslovenia con la fórmula empírica de reparto de caudales obtenida por Knight y Demetriou (1983). Los resultados demostraron que la fórmula ajustaba bien aunque era muy sensible a la relación de calados entre la llanura y el cauce.

En algunos ríos de Malasia (Figura 2.2.39), **Hin et al (2008)** han presentado medidas de la distribución de velocidades en tramos rectos. Estas medidas han servido para demostrar la dependencia de la tensión aparente de corte con el calado en ríos naturales. Además presentaron los factores de fricción del cauce desbordado, que eran mayores que los del cauce lleno, indicando una pérdida de capacidad en el cauce.

2.3. Métodos de cálculo de la capacidad hidráulica en cauces rectos

Introducción

Para el cálculo de la relación H v Q , en canales o cauces abiertos se utilizan métodos de cálculo de la capacidad hidráulica. Los métodos tradicionales de cálculo en canales de sección compuesta tratan la sección como única, método de la sección completa (SCM) o subdividen la sección en sub-secciones con características hidráulicas similares, método de división en zonas (DCM), usando diferentes líneas de separación entre el cauce y las llanuras (v-vertical, h-horizontal, i-inclinada), ver Figura 2.3.1.

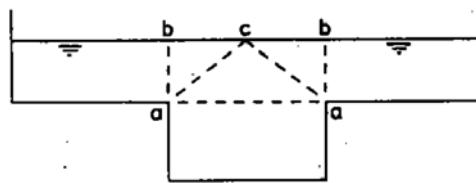


Figura 2.3.1. Líneas de división entre cauce y llanuras utilizadas en las diferentes versiones del DCM, aa-horizontal, ab-vertical, ac-inclinada (Wormleaton et al, 1982).

Tradicionalmente, la pérdida de carga en los cauces compuestos de planta recta se ha estimado aplicando fórmulas de fricción como la de Manning, Chezy o Darcy-Weisbach, las cuales tienen en cuenta la fricción del contorno y otras fuentes de pérdidas globalmente, pero no tienen en cuenta las pérdidas por interacción de una forma racional. Por lo tanto, el coeficiente n de Manning no es únicamente un coeficiente de fricción del fondo y de las paredes, si no que también engloba las pérdidas debidas a los flujos secundarios y a los cambios de forma, en sección y en planta. Actualmente existe una incertidumbre en la evaluación de las pérdidas debidas a las corrientes secundarias en los cauces compuestos, debida al hecho de que el coeficiente de Manning se estima separadamente para el cauce y las llanuras en condiciones de flujo aislado.

Ninguno de los métodos clásicos de separación tiene en cuenta la interacción entre las masas fluidas a ambos lados de la interfaz cauce-llanuras. Muchos autores, como Posey (1967), Wormleaton et al (1982), Prinos and Townsend (1984), Nalluri y Judy (1985) y Seckin (2004) en canales de ensayo de escala pequeña, Wormleaton & Merrett (1990) y Lambert & Myers (1998) en un canal de gran escala y Lyness y Myers (1994) en un río natural, han comparado las medidas experimentales del caudal total, y de los caudales en cada zona, con la estimación obtenida usando los métodos clásicos como el SCM o las diferentes versiones del DCM. Todos los autores concluyeron que en los casos con rugosidad uniforme, el caudal total es subestimado por el SCM (caudales menores que los medidos) y sobrestimado por el DCMv (caudales mayores que los medidos) para todos los calados, aunque a medida que aumenta el calado ambos métodos se acercan al caudal medido. Los métodos de separación, DSMh y DCMi, dan resultados intermedios subestimando el caudal para unos calados y sobrestimándolo para otros. En las Figuras 2.3.2a y 2.3.2b se puede ver la separación vertical entre el cauce y las llanuras y la notación de los parámetros geométricos usados en el flujo desbordado en cauces compuestos.

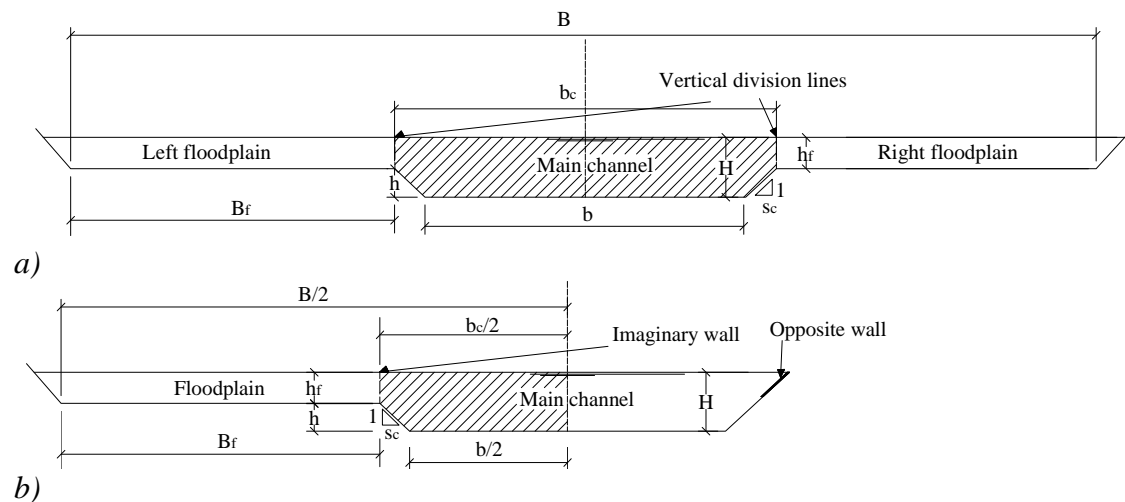


Figura 2.3.2. Parámetros geométricos de una sección compuesta a) simétrica y b) asimétrica.

Desde que Sellin (1964) identificara el fenómeno de la transferencia de momentos entre el cauce y las llanuras en un cauce de sección compuesta con flujo desbordado, numerosos métodos y ecuaciones se han desarrollado para estimar con mayor precisión la capacidad de este tipo de secciones. Estos métodos se han desarrollado a partir de diferentes hipótesis que han abierto varias líneas de investigación. Esto permite agrupar los numerosos métodos en varios grupos. No es el objeto de esta tesis definir cual de las líneas es la adecuada pero sí parece importante describir las características principales y definir las posibles limitaciones:

- Métodos que tratan la sección completa: están basados en el SCM pero tratan de cuantificar las pérdidas debidas a la interacción cauce/llanuras mediante algún coeficiente, normalmente empírico y calibrado con datos de laboratorio, que se incorpora al coeficiente de rugosidad de fondo. Son métodos muy sencillos de aplicar y generalmente muy exactos para los datos para los que fueron calibrados, pero tienen la limitación de que dan una velocidad media para toda la sección dando distribuciones de caudales entre cauce y llanuras muy alejadas de la realidad.
- Métodos que dividen la sección en zonas: están basados en el DCM pero incluyen modificaciones para cuantificar las pérdidas debidas a la transferencia de momentos, o bien variando la línea de separación o incluyendo las pérdidas como una fuerza de fricción.

Métodos que tratan la sección completa:

Dentro de los métodos que consideran la sección completa se deben mencionar los siguientes:

James y Brown (1977) analizaron el SCM y el DCM, aplicándolos a ensayos de geometrías diferentes. Los resultados se resumieron en la Figura 2.3.3, donde se observó que el SCM subestimaba los caudales y el DCM los sobrestimaba. En línea discontinua se muestra el resultado obtenido con el método modificado de los autores.

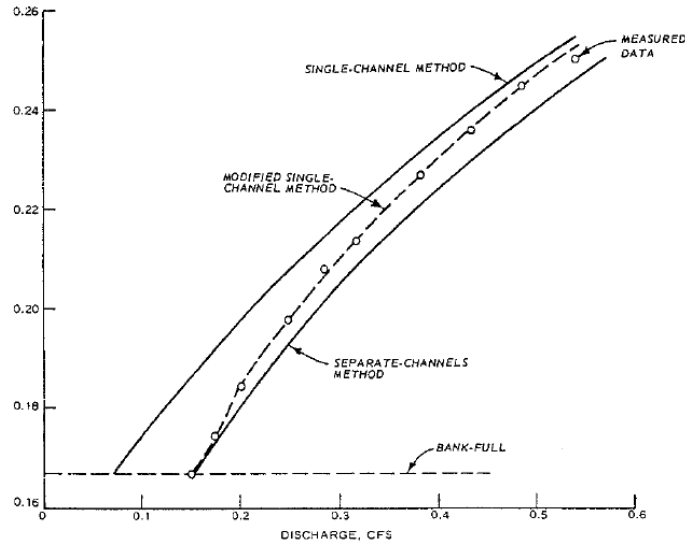


Figura 2.3.3. Comparación de las medidas de James y Brown (1977) con el SCM, el DCM y el método modificado propuesto por los autores.

El método de James y Brown (1977) está basado en un factor corrector que se incluye en la ecuación de Manning aplicada a la sección completa:

$$Q = \phi \frac{1}{n} A \cdot R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.3.1)$$

El factor corrector, ϕ , depende principalmente de la relación entre el ancho de las llanuras y el ancho del cauce y del calado en el cauce. En menor medida depende de la pendiente del cauce, cuya influencia puede despreciarse, y se demuestra que es independiente de la asimetría de las llanuras y de la rugosidad de estas. Sin embargo, en este último caso es necesario aplicar una fórmula de ponderación del coeficiente de rugosidad en la sección completa. El factor corrector se puede establecer como una relación de coeficientes de rugosidad o de radios hidráulicos:

$$\phi = \left(\frac{n}{n_b} \right)^{-1} = \left(\frac{R_{eff}}{R} \right)^{3/2} \quad (2.3.2)$$

Este factor corrector se puede estimar gráficamente a partir de la relación de anchos y del calado en el cauce. Los autores determinaron unas curvas experimentales para estimar el factor ϕ que fueron obtenidas de los ensayos con llanuras lisas.

Dracos y Hardegger (1987) presentaron un método validado con los experimentos de James y Brown (1977), y de otros autores. El método utiliza la sección completa, y se define un coeficiente de rugosidad aparente, llamado n_a , que es ajustado con los resultados experimentales. La relación entre este coeficiente de rugosidad aparente y el coeficiente de rugosidad en el cauce a sección llena, n_b , depende de la relación entre anchos y del calado en el cauce adimensionalizada con el calado a cauce lleno.

$$\frac{n_a}{n_b} = f \left(\frac{B_f}{b_c}, \frac{R}{H} \right) \quad (2.3.3)$$

donde $B_f = (B_{fl} + B_{fr})/2$ es el ancho medio de las llanuras, b_c el ancho del cauce al nivel de las llanuras, y R y H son el radio hidráulico de la sección completa y el calado del cauce principal respectivamente. Los autores hallaron el valor de la función f a partir de los datos experimentales analizados, obteniendo para todos los casos posibles, que incluyen llanuras asimétricas y con mayor rugosidad que el cauce, la expresión:

$$\frac{n_a}{n_e} = 1.65 + 0.976 \left(\frac{B_f}{b_c} + \left(\frac{n_f}{n_b} - 1 \right) \ln \left(\frac{B_f}{b_c} \right) \right)^{-0.2854} \ln \left(\frac{R}{H} \right) \quad (2.3.4)$$

donde los valores de n_f y n_e , son el coeficiente de rugosidad de las llanuras y el coeficiente de rugosidad promediado para la sección completa, respectivamente. Este último valor se calcula a partir de la fórmula de Einstein-Horton, que establece la igualdad entre la fuerza media en toda la sección y la suma de las fuerzas en las diferentes zonas.

Tokyay (1994) presentó una comparación de diferentes métodos de cálculo del caudal en cauces con llanuras de inundación. Además propuso un nuevo método que incorporaba un coeficiente de Manning equivalente en la superficie de interacción entre el cauce y las llanuras. El autor utilizó para la comparación los datos publicados de varios autores para llanuras lisas y para llanuras rugosas.

Los métodos de separación en zonas para diferentes líneas de separación horizontal, inclinada y vertical son aplicados para la comparación. En el caso de franjas verticales, se aplica con incorporación de la separación entre llanura y cauce en el perímetro mojado del cauce, y sin incorporación. Otros dos métodos, basados en el balance fuerzas entre subzonas, fueron aplicados a los datos, son el método de los índices- ϕ de Radojkovic y el método del área. Los autores propusieron un método basado en el de separación en franjas verticales con incorporación de la línea de separación entre cauce y llanura en el perímetro mojado del cauce pero estimando un coeficiente de Manning de interacción, n_{int} para esta línea.

$$n_{int} = \sqrt{\left(n_c^2 + n_f^2 \cdot \frac{B_f}{P_f} \right) \cdot \left(\frac{Y - Y_m}{Y} \right)} \quad (2.3.5)$$

Se utiliza un coeficiente de fricción equivalente para todo el cauce principal, con el contorno mojado incluyendo la línea de interacción, n_{eq} :

$$n_{eq} = \sqrt{\frac{n_c^2 P_c + 2n_{int}^2 (Y - Y_m)}{P_c + 2(Y - Y_m)}} \quad (2.3.6)$$

El autor demuestra que el método propuesto da tan buenos resultados como el método de los índices- ϕ de Radojkovic (1985) en el caso de llanuras rugosas siendo los errores menores del 10%.

El autor además analiza el método para calcular el calado crítico en secciones compuestas obteniendo buenos resultados.

Aunque estos últimos métodos estiman correctamente el caudal total de la sección completa es importante destacar dos inconvenientes fundamentales que hacen que no sean métodos muy útiles. En primer lugar estos métodos son de sección completa, es decir las velocidades obtenidas son las medias para toda la sección cuando en la realidad las llanuras tienen velocidades muy diferentes a las del cauce principal. En segundo lugar, estos métodos dependen completamente de coeficientes empíricos ajustados a partir de unos datos de laboratorio y sin ningún sentido físico.

Métodos que dividen la sección en zonas

Método que incluye la línea de separación en el perímetro mojado:

Aunque los métodos de separación en zonas (DCM) habían sido propuestos anteriormente (Lotter, 1933 y Chow, 1956), quizás fue **Posey (1967)** el primero en comparar estos métodos entre sí y con el método de la sección única (SCM), para unos datos experimentales en cauces de sección compuesta. El autor analizó el método de división vertical con sus versiones que incluyen y excluyen el calado en la llanura del perímetro mojado del cauce principal (DCM-vi, DCM-ve) y el método de división diagonal (DCM-d) y obtuvo conclusiones acerca de la validez de estos métodos en cauces compuestos con rugosidad uniforme. Posey concluyó que ninguno de los métodos es válido para todos los calados analizados y recomendó utilizar el DCM-vi en calados pequeños de desbordamiento hasta que el SCM de caudales mayores, a partir de ese calado el mejor método es el SCM. Las conclusiones de Posey no se pueden generalizar debido a que en los ensayos las llanuras estaban ligeramente inclinadas hacia el cauce, lo que no es una norma general en los ríos naturales ni incluso en los artificialmente canalizados.

Wright y Carstens (1971) definieron y evaluaron las tensiones aparentes de corte, que actúan en la línea vertical imaginaria de separación, entre el canal ancho y el canal estrecho en una sección asimétrica de un conducto cerrado. Además establecieron el equilibrio de fuerzas en el cauce principal, añadiendo la fuerza de interacción con la llanura, y en la llanura incorporando la misma fuerza pero en sentido contrario.

$$-\frac{dp}{dx} \cdot P_f - \tau_v \cdot (H - h) - \tau_b \cdot P_f = 0 \tag{2.3.7}$$

Estos autores establecieron que el DCM podía mejorarse si se incluía el calado de la llanura en el perímetro mojado del cauce, asumiendo que la tensión aparente de corte es similar a las tensiones en el contorno sólido. Malhotra (1971) planteó que esta modificación del DCM era válida en principio para calados pequeños, porque en la realidad a partir de un determinado calado las fuerzas entre el cauce y la llanura se igualan, e incluso es superior la de la llanura, lo que es contrario a la formulación propuesta. Sin embargo, Myers (1978) demostró que la tensión en la línea vertical de separación entre cauce y llanura es varias veces más grande que la de los contornos, invalidando el método para pequeños calados de desbordamiento y haciendo necesario estimar esta tensión de forma más precisa que la propuesta por Wright y Carstens (1971).

Método de división según la línea de tensión nula (DCM-i):

En la misma línea, **Yen y Overton (1973)** sugirieron que el método más adecuado es aquel que separa el cauce y las llanuras según una línea en la cual las tensiones de corte son nulas. Esta línea de separación no es conocida, por lo que la principal dificultad del método consiste en encontrar o estimar el ángulo que la línea de división forma con el vértice que separa cauce y llanura. La línea de división donde son nulas las tensiones de corte se corresponde con una línea perpendicular a las líneas de igual velocidad, isotacas. Esta línea, además, hace iguales las fuerzas actuantes en la región de cauce, a las fuerzas actuantes en la llanura, es decir no hay transferencia de momentos entre las sub-regiones. Al ser nulas las tensiones, no se deben incluir en el perímetro mojado. En régimen turbulento, las líneas de tensión nula son curvas debido a los flujos secundarios que deforman las líneas de igual velocidad, aunque se pueden aproximar como rectas. Los autores determinaron el ángulo de inclinación de la línea de tensiones nulas a partir de datos de laboratorio. Aunque no se puede extraer una evolución general, los datos abarcaban un rango de anchuras y calados, que permitían marcar una tendencia de variación del ángulo con la relación de anchos, la relación de calados y la relación de rugosidades entre cauce y llanuras (ver Figura 2.3.4.).

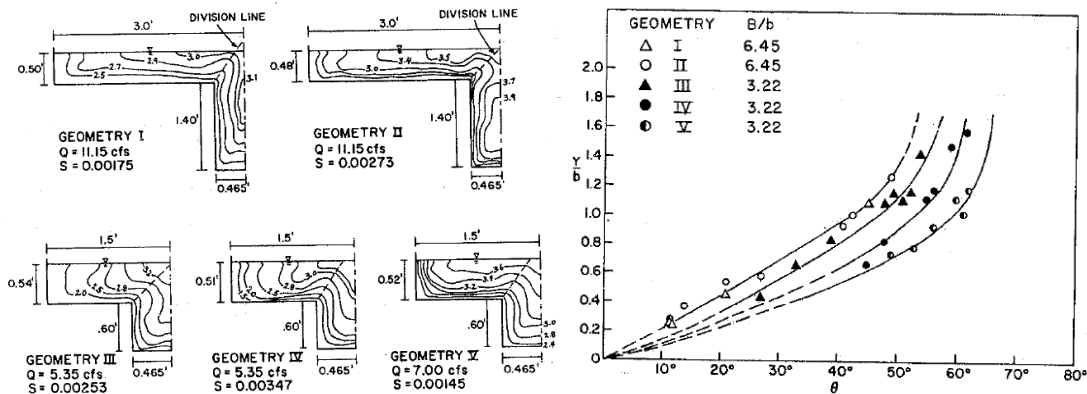


Figura 2.3.4. Ángulo que forman las líneas de tensión de corte nula con la horizontal. Corte con líneas isotacas (izda.) y variación del ángulo con el calado y con la relación de anchos (drcha.).

Los autores desarrollaron dos fórmulas para estimar el caudal en el cauce y la llanura independientemente, suponiendo que están separados por la línea de tensión de corte nula. Las fórmulas propuestas son:

$$\frac{Q_m}{Q_o} = 1 + \left(\frac{R_m^{1/6}}{3.83n_c} \right)^{m_i} \left(\frac{\Delta A_m}{A_o} \right) \left(\frac{A_m R_m^{2/3}}{A_o R_o^{2/3}} - 1 \right) \quad (2.3.8)$$

para el cauce principal, y:

$$\frac{Q_p}{\sqrt{S}} = \frac{1.49}{n_p} \left(\frac{R_p^{1/6}}{3.83n_p} \right)^{m_i} \left(\frac{\Delta A_p}{A_p} \right) A_p R_p^{7/8} \quad (2.3.9)$$

para las llanuras. El término Q_o es el caudal del cauce lleno y S , la pendiente del canal.

Los coeficientes de Manning para el cauce, n_c , y la llanura, n_p , se corresponden con el valor del coeficiente para el caudal a cauce lleno y con el valor para un canal rectangular de rugosidad la misma que la llanura., respectivamente. Los autores analizaron los datos experimentales y obtuvieron para los exponentes m' y m_1' los valores 1.06 y 0.65 que mejor ajustaban los caudales calculados con los medidos. Las fórmulas propuestas por los autores demostraron un buen ajuste con los datos de caudal total, siendo el mayor error del $\pm 15\%$ mientras que la aplicación del SCM da caudales totales hasta un 30% más pequeños.

Método de los índices- ϕ :

Utilizando medidas experimentales de las tensiones de fondo obtenidas por otros autores, **Radojkovic (1976)** elaboró un método de cálculo de la velocidad media en una sección basado en unos índices que afectan a las velocidades medias en cauce y llanuras calculadas según la fórmula de Manning. El método, al igual que el ASFM, precisa para su resolución de los valores medidos de las tensiones de fondo en cauce y llanuras, y está basado en unos parámetros, índices- ϕ , que se obtienen del balance de energía en las diferentes subzonas, cauce y llanuras, en que se divide la sección:

$$\phi_{mc} = \frac{E_{mc}^f}{E_{mc}^w} = \frac{\tau_{mc}}{\gamma R_{mc} S_o} \quad (2.3.10)$$

$$\phi_{fp} = \frac{E_{fp}^f}{E_{fp}^w} = \frac{\tau_{fp}}{\gamma R_{fp} S_o} \quad (2.3.11)$$

La Energía debida al peso y a la fricción se representa por los superíndices f y w . Estos parámetros adimensionales dependen de las características geométricas de la sección compuesta (suponiendo régimen turbulento rugoso) y se expresan como:

$$\phi_{mc} = \phi_1 \left(\frac{H}{h}, \frac{b}{h}, \frac{B_{fp}}{b}, \frac{K_{mc}}{h}, \frac{K_{fp}}{h} \right) \quad (2.3.12a)$$

$$\phi_{fp} = \phi_2 \left(\frac{H}{h}, \frac{b}{h}, \frac{B_{fp}}{b}, \frac{K_{mc}}{h}, \frac{K_{fp}}{h} \right) \quad (2.3.12b)$$

La relación de caudales entre el cauce y las llanuras se puede expresar en función de estos índices como:

$$\frac{Q_{mc}}{Q_{fp}} = \frac{n_{mc}}{n_{fp}} \frac{A_{mc} R_{mc}^{2/3}}{A_{fp} R_{fp}^{2/3}} \sqrt{\frac{\phi_{mc}}{\phi_{fp}}} \quad (2.3.13)$$

Este método se conoce como el método de los índices- ϕ y tiene el mismo fundamento que el ASFM. Radojkovic (1976) incorporó el método a un modelo 1D en régimen transitorio que tenía en cuenta no sólo la interacción turbulenta entre el cauce y la llanura si no también el intercambio de caudal entre uno y otro. La formulación del modelo queda:

Ecuaciones de movimiento:

Cauce principal:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U_c}{\partial t} + \frac{U_c}{g} \frac{\partial U_c}{\partial x} + \frac{\partial Z_c}{\partial x} = -\frac{\tau_c}{\rho g R_c} \phi_{mc} + (1-m) \frac{U_c q}{g A_c} \quad (2.3.14)$$

Llanuras:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U_f}{\partial t} + \frac{U_f}{g} \frac{\partial U_f}{\partial x} + \frac{\partial Z_f}{\partial x} = -\frac{\tau_f}{\rho g R_f} \phi_{fp} + m \frac{U_f q}{g A_f} \quad (2.3.15)$$

Ecuaciones de continuidad:

Cauce principal:

$$B_c \frac{\partial Z_c}{\partial t} + U_c B_c \frac{\partial Z_c}{\partial x} + A_c \frac{\partial U_c}{\partial x_c} + U \left(\frac{\partial A}{\partial x} \right)_{mc}^{z=c} + kq = 0 \quad (2.3.16)$$

Llanuras:

$$B_f \frac{\partial Z_{fp}}{\partial t} + U_f B_f \frac{\partial Z_{fp}}{\partial x} + A_f \frac{\partial U_f}{\partial x_f} + U \left(\frac{\partial A}{\partial x} \right)_{fp}^{z=c} + kq = 0 \quad (2.3.17)$$

El caudal de intercambio, q , se define según el flujo vaya del cauce a la llanura:

$$q = C_Q \sqrt{2g(Z_c - Z_f)}(Z_c - Z_o) ; m = 1 ; k = 1 \quad (2.3.18)$$

o de la llanura al cauce:

$$q = C_Q \sqrt{2g(Z_f - Z_c)}(Z_f - Z_o) ; m = 1 ; k = 1 \quad (2.3.19)$$

Radjokovic estableció que estas ecuaciones son aplicables si el flujo es claramente unidimensional. En el caso de cauce muy sinuoso las hipótesis no son válidas, tal y como demostraron Toebes y Sooky (1967).

El método de los índices- ϕ fue analizado por **McKee, Elsayy y McKeogh (1985)**, que utilizaron una expresión de la tensión aparente de interacción dependiente de la diferencia de la velocidad media entre cauce y llanura (Tabla 2.3.1). Wormleaton y Merret (1990) también mostraron las mejoras del método, comparándolo con los métodos tradicionales.

Método DEBORD:

Nicollet y Uan (1979), presentaron una serie de experimentos en cauces de sección compuesta, en los que analizaron la influencia de la rugosidad de las llanuras en la interacción entre el cauce y las llanuras. Los autores demostraron la disminución de la capacidad del cauce cuando las llanuras tienen la misma o mayor rugosidad, y

propusieron una formulación nueva que tiene en cuenta el efecto de la transferencia de momentos en la capacidad del cauce y las llanuras. La formulación denominada DEBORD se puede resumir como:

$$\frac{Q_c}{Q_f} = \frac{K_c}{K_f} \frac{AS_c}{\sqrt{S_f^2 + S_c S_f (1-A^2)}} \left(\frac{R_c}{R_f} \right)^{2/3} \quad (2.3.20)$$

$$Q = Q_c + Q_f$$

Siendo A, el efecto de la transferencia de momentos en la capacidad de cauce y llanuras:

$$A = A_0 = \frac{Q_c}{Q_c^{\sin gle}} = 0.9 \left(\frac{K_c}{K_f} \right)^{-1/6} \quad \text{para} \quad r = \frac{R_f}{R_c} > 0.3 \quad (2.3.21)$$

$$A = \frac{1-A_0}{2} \cos\left(\frac{\pi \cdot r}{0.3}\right) + \frac{1+A_0}{2} \quad \text{para} \quad r = \frac{R_f}{R_c} \leq 0.3$$

Método de la fuerza aparente de corte (ASFM):

La investigación experimental llevada a cabo en los años ochenta sirvió para desarrollar nuevos métodos, entre los que destaca el método de la fuerza de interacción (Apparent Shear Force Method-ASFM en inglés). Este método formulado por **Myers (1978)** para un canal con una llanura simétrica, fue analizado por muchos autores, en especial en lo que respecta a la estimación de la tensión de interacción. El método está basado en el equilibrio de fuerzas entre masas fluidas para cada una de las divisiones de la sección, normalmente cauce principal y llanuras, según una línea vertical. La ecuación de equilibrio que presentó Myers (1978) para el cauce y una llanura asimétrica es:

$$W \cdot \sin \theta = S_A + S_F \quad (2.3.22)$$

donde:

- $W \cdot \sin \theta$ = componente del peso en la dirección del flujo
- S_F = fuerza de rozamiento con los contornos rígidos
- S_A = fuerza debida a la transferencia de momentos entre cauce y llanura

Desarrollando cada uno de los términos, **Wormleaton et al (1982)** plantearon la ecuación en su forma más conocida:

$$\gamma \cdot A_c \cdot S_o - \tau_c \cdot P_c - \tau_a \cdot P_i = 0 \quad (2.3.23)$$

donde, γ es el peso específico del agua, A_c es el área del cauce principal, S_o es la pendiente media del fondo del cauce, τ_c es la tensión de fondo en el cauce, P_c es el perímetro mojado del cauce, τ_a es la tensión aparente de corte en la separación vertical y P_i es la longitud de la línea de separación entre el cauce y las llanuras.

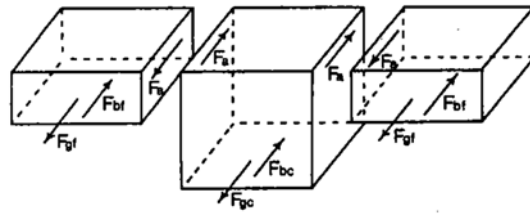


Figura 2.3.5. Equilibrio de fuerzas en el cauce y las llanuras, teniendo en cuenta las fuerzas de interacción entre ambos- F_a (Wormleaton, 1982).

Ervine y Baird (1982) y **Prinos y Townsend (1984)** aplicaron el ASFM y calcularon las velocidades medias en cauce y llanuras, incluyendo la tensión de interacción, a partir de las ecuaciones:

$$U_c'^2 = \frac{8}{\rho f_c} \left[\gamma R_c S_o - \frac{n_{of} \tau_a (H-h)}{P_c} \right] \quad (2.3.24)$$

$$U_f'^2 = \frac{8}{\rho f_f} \left[\gamma R_f S_o + \frac{\tau_a (H-h)}{P_f} \right] \quad (2.3.25)$$

siendo el caudal total de la sección la suma de los caudales del cauce y de las llanuras calculados con estas velocidades medias:

$$Q_c = A_c U_c' + N_{of} A_f U_f' \quad (2.3.26)$$

Como se puede observar en las ecuaciones anteriores, para estimar las velocidades en cauce y llanuras, considerando las pérdidas debidas a la transferencia de momentos, es necesario conocer la $-\tau_a-$ en la línea de separación vertical. En los años ochenta muchos autores se centraron en estimar con exactitud la resistencia al flujo debida a la tensión de interacción. Siguiendo esta línea de investigación, **Rajaratnam y Ahmadi (1981)**, **Wormleaton et al (1982)**, **Knight et al (1983, 1984)**, **Baird y Ervine (1984)**, **Prinos y Townsend (1984)**, **Nallury y Judy (1985)** y otros autores, propusieron diferentes fórmulas de cálculo (Tabla 2.3.1). Todas estas fórmulas fueron obtenidas a partir del ajuste estadístico con series de datos experimentales tomados en pequeños canales de laboratorio. Por el contrario, **Ervine y Baird (1982)** desarrollaron una fórmula teórica basada en la teoría de la capa límite de Prandtl's, ecuación (2.3.27), que fue calibrada para datos de diferentes ensayos.

$$\tau_a = K \cdot \Delta U^2 \quad (2.3.27)$$

Wormleaton y Merret (1990) utilizaron las medidas del FCF en cauces compuestos de planta prismática para deducir otra fórmula empírica de cálculo de la tensión de interacción. El FCF es el canal más grande y más completo que se ha empleado para estudiar el flujo en cauces compuestos, obteniéndose una gran cantidad de datos de mucha calidad en las diferentes fases de estudio. El interés del ASFM disminuyó cuando **Wormleaton (1988)** presentó la ecuación dinámica de la distribución lateral de velocidades en una sección compuesta a partir de la cual el método de la distribución lateral de velocidades (Lateral Distribution Method-LDM en inglés) fue desarrollado y

mejorado por **Shiono y Knight (1988, 1991)** y **Wark et al (1990)**. El LDM se desarrolló usando los datos experimentales medidos en el FCF.

Tabla 2.3.1. Fórmulas de la tensión aparente de corte publicadas por distintos autores.

Ecuación (ref.)	Referencia	Condiciones de Ensayos	
$\tau_a = \frac{\rho g A_c S_f (1 - A_o^2)}{(H - h)}$; A_o es el efecto de la transferencia de momentos	(NU)	Nicolett y Uan (1979)	Llanuras simétricas
$\tau_a = 0.15 \left(\frac{H}{(H - h)} - 1 \right)^2 (\gamma \cdot (H - h) \cdot S_o)$	(RA)	Rajaratnam y Ahmadi (1981)	Llanura asimétrica
$\tau_a = \rho \frac{7.1}{N_{of}} (\Delta U)^2$; N_{of} es el número de llanuras, 1 ó 2 si es asimétrico o simétrico	(BE)	Baird y Ervine (1982)	Llanuras Sim.-Asim.
$\tau_a = 13.84 \cdot (\Delta U)^{0.882} \left(\frac{H}{h} \right)^{-3.123} \left(\frac{B_f}{b} \right)^{-0.727}$	(W)	Wormleaton et al (1982)	Llanuras simétricas
$\tau_a = \left(\frac{H}{h_f} - 1 + 1.5 \left(\frac{h}{B_c} \right)^{1.25} \right)^{1.5} \left(\frac{B_c}{h} \right)^{0.5} \left(0.5 + 0.3 \log_e \left(\frac{B_f}{h} \right) \right) \cdot (\rho g h_f S_o)$	(EB)	Ervine y Baird (1984)	Llanura asimétrica
$\tau_a = \left[\left(\frac{50}{[\alpha - 1]\beta + 1} \right)^{-} - \frac{1}{2} \{ 100 - 48[\alpha - 0.8]^{0.289} (2\beta)^{1/m} (1 + 1.02\beta^{1/2} \log_{10}(\gamma)) \} \right] \left(\frac{\rho g A S_o}{H - h} \right)$ $\alpha = \left(\frac{b + B_f}{b} \right)$, $\beta = \left(\frac{H - h}{H} \right)$, $\gamma = \left(\frac{n_f}{n_c} \right)$, $m = e^{0.38\alpha}$	(KH)	Knight et al (1983, 1984)	Llanuras simétricas
$\tau_a = 0.874 \left(\frac{H - h}{H} \right)^{1.129} \left(\frac{B_f}{b} \right)^{-0.514} (\Delta U)^{0.92}$	(PT)	Prinos y Townsend (1984)	Llanuras simétricas
$\tau_a = 1.886 \cdot \left(\frac{H - h}{h} \right)^{-0.746}$ para $\frac{b}{B_f} = 0.4$, $\tau_a = 3.64 \cdot \left(\frac{H - h}{h} \right)^{-0.98}$ para $\frac{b}{B_f} = 1.33$ $\tau_a = 3.113 \cdot \left(\frac{b}{B_f} \right)^{0.546} \left(\frac{H - h}{h} \right)^{-0.92 \cdot \left(\frac{b}{B_f} \right)^{0.23}}$	(NJ)	Nalluri y Judy (1985)	Llanura asimétrica
$\tau_a = 3.325 \cdot (\Delta U)^{1.451} (H - h)^{-0.354} B_f^{0.519}$	(WM)	Wormleaton y Merret (1990)	Llanuras simétricas
$\tau_a = \rho \cdot 0.03 \cdot (\Delta U)^2$	(S)	Smart (1992)	Llanuras simétricas
$\tau_a = \frac{1}{2} \rho \cdot C_{fa} \cdot (\Delta U)^2$; $C_{fa} = 0.01 \frac{B}{b}$ es el coeficiente aparente de fricción	(C)	Cristodoulou (1992)	Llanuras Sim.-Asim.
$\tau_a = \rho \cdot \psi' \cdot (U_c^m - U_f^m)^2$; $\psi' = 0.16$ es el parámetro de intercambio turbulen.	(BZ)	Bousmar y Zech (1999)	Llanuras Sim.-Asim.
$\tau_a = \frac{1}{2} \rho \cdot \gamma \cdot \left((U_c^m)^2 - (U_f^m)^2 \right)$; $\gamma = 0.02$ es el coeficiente de interacción	(H)	Huthoff et al (2008)	Llanuras Sim.-Asim.

Units: τ_a [Nw/m²], ρ [Nw/m³], g [m/s²], A_c [m²], S_f [m/m], S_o [m/m], H [m], h [m], h_f [m], B [m], B_c [m], B_f [m], b [m], U_{fp} [m/s], U_{mc} [m/s], ΔU [m/s].

A partir del desarrollo del LDM, aparecieron más fórmulas teóricas para estimar la tensión de interacción. De forma similar a la expresión de **Ervine y Baird (1982)**, estas fórmulas están basadas en la teoría de la longitud de mezcla de Prandtl. **Fukuoka y Fujita (1990)**, **Smart (1992)**, **Cristodoulou (1992)**, **Cristodoulou y Myers (1999)** y **Bousmar y Zech (1999)** han calibrado el factor de proporcionalidad que multiplica al cuadrado de la diferencia de velocidades en la expresión de la tensión de interacción (Tabla 2.3.1). **Christodoulou (1992)** presentó la ecuación (C)-Tabla 2.3.1, dependiente del cuadrado de la diferencia de velocidad entre el cauce y las llanuras (calculadas con la fórmula de Manning) y del denominado Coeficiente Aparente de Fricción, C_{fa} , también conocido como Coeficiente de Transferencia de Momentos. Este autor calibró este coeficiente adimensional usando un amplio rango de datos de canales de pequeña escala disponibles en la literatura.

Christodoulou y Myers (1999) analizaron la variación del Factor Aparente de Fricción, expresado como el factor de Darcy-Weisbach, f_a , usando los datos experimentales del FCF. Estos autores mostraron la dependencia de f_a con el número de Reynolds de la llanura y la independencia con la rugosidad de la llanura. **Bousmar y Zech (1999)** desarrollaron el método de intercambio de caudales (exchange discharge method-EDM) que cuantifica la transferencia de momentos debida a la intensidad turbulenta como un intercambio de caudal entre el cauce y las llanuras. La formulación del método está adaptada del ASFM y la estimación de la tensión aparente de corte depende del gradiente de velocidades al cuadrado y de un parámetro adimensional, ψ^t , similar al coeficiente definido por **Christodoulou (1992)**.

Uno de los estudios más recientes sobre la tensión aparente de corte fue desarrollado por **Thornton et al (2000)** y está basado en la medida directa, a partir de un ADV, de las tensiones aparentes de corte en la línea vertical de separación. Con este procedimiento no es necesario medir las tensiones de corte en el contorno del canal.

Una versión diferente del ASFM fue presentada por **Stephenson y Kolovopoulos (1990)**, que compararon el método con otros basados en la división en zonas independientes: el DCM-ve, el DCM-vi y el método de Yen y Overton (1973). Este método, desarrollado por Holden, se conoce como el método del Área y se basa en considerar un área complementaria en el cauce, y restarla en las llanuras. Este área tiene en cuenta la transferencia de momentos entre ambas zonas a partir de la relación entre la tensión aparente de corte y la tensión total en el contorno. El área del cauce y de la llanura que hacen iguales las fuerzas de resistencia y las de gravedad son respectivamente:

$$A'_c = A_c - 2(\Delta A) \quad (2.3.28)$$

$$A'_f = A_f + 2(\Delta A) \quad (2.3.29)$$

donde la corrección del área, ΔA , se escribe como:

$$\Delta A = \tau_a d^2 \quad (2.3.30)$$

Esta expresión fue deducida teóricamente por Holden (1986) a partir del equilibrio de fuerzas, en el caso de la llanura:

$$F_p - \tau_a (H - h) = \gamma A_f S_o \quad (2.3.31)$$

donde F_p es la fuerza total en el perímetro de la llanura y τ_a es la tensión aparente en la línea de separación vertical. Si en vez de separación vertical se empleara una separación inclinada donde las tensiones fueran nulas:

$$F_p = \gamma(A_p + \Delta A)S_o \quad (2.3.32)$$

Igualando queda una ecuación de la que se puede despejar ΔA :

$$\gamma(A_f + \Delta A)S_o = \tau_a(H - h) + \gamma A_f S_o \quad (2.3.33)$$

Además de que el método del Área daba mejores resultados que los métodos clásicos, los autores lo eligieron por que presentaba las siguientes ventajas respecto a los demás:

1. es sencillo de programar
2. tiene una base teórica
3. no requiere conocer la forma o inclinación de la superficie de separación
4. no necesita aplicar ningún parámetro o limitación nueva.

Como se puede observar este método es el ASFM pero con la diferencia de que se modifican a partir de la tensión aparente de corte las áreas del cauce y de las llanuras en lugar de las velocidades.

Método de la distribución lateral de velocidades (LDM):

La campaña de ensayos del FCF junto con la experiencia de los investigadores británicos implicados, sirvieron para desarrollar un método quasi-bidimensional que permitía calcular la distribución de velocidades en una sección compuesta (Lateral Distribution Method-LDM en inglés). Este método fue formulado por Wormleaton (1988) en su primera variante con solución numérica. Posteriormente el LDM fue modificado por Shiono y Knight (1988 y 1991), introduciendo los flujos secundarios y resolviéndolo analíticamente para las geometrías del FCF. Esta versión, conocida como el método de Shiono y Knight (SKM) introduce un parámetro adicional de flujos secundarios. Wark et al (1990) presentaron otra versión del LDM formulada con el caudal unitario y que resolvieron para datos del río Severn, calibrando el coeficiente de viscosidad de remolino. Hay que hacer notar, que aunque el método más conocido de cálculo de la distribución de velocidades, es el LDM, especialmente en la versión del SKM, otros autores han desarrollado métodos similares, obteniendo muy buenos resultados, por ejemplo Pasche y Rouve (1985), Alavian y Chu (1985), Tamai et al (1986), Wormleaton (1996), Lambert y Sellin (1996), Ervine et al (2000), Bousmar y Zech (2004), Van Prooijen et al (2005) y Rameshwaran y Shiono (2007). Estos métodos han sido contrastados únicamente para cauces prismáticos, excepto los métodos de Ervine et al (2000) y de Bousmar y Zech (2004) que dieron buenos resultados en cauces no prismáticos y meandriformes. Estos métodos, permiten obtener el caudal total en una sección compuesta, y los caudales de cauce y llanuras separadamente, con buenos ajustes. Uno de los inconvenientes es que precisan de coeficientes adicionales que influyen de forma importante en el cálculo: el coeficiente de viscosidad de remolino, que tiene en cuenta las pérdidas por diferencia de velocidad entre masas de agua, y el

coeficiente de flujos secundarios (solo en el SKM) que ha sido poco estudiado. En la figura (2.3.6) se puede observar el SKM aplicado a los datos del FCF y del río Severn.

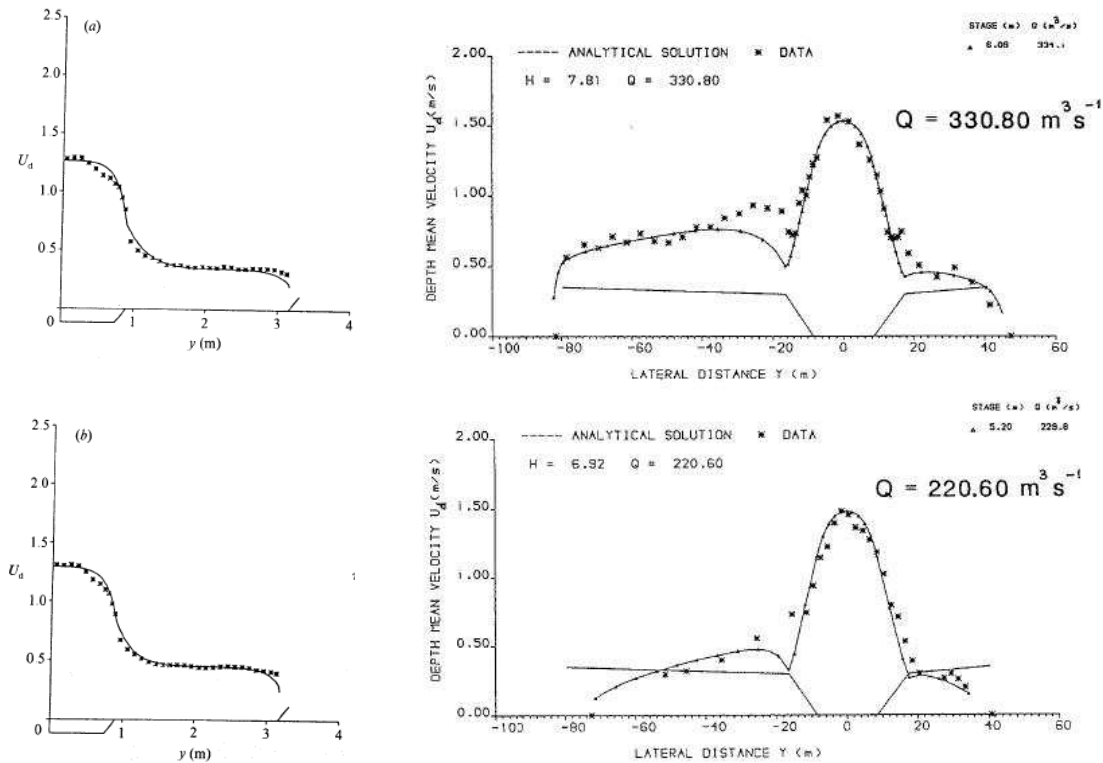


Figura 2.3.6. Resultados obtenidos con el SKM para el FCF (izda.) y el río Severn (drcha).

Wormleaton (1986 y 1988) presentó la ecuación dinámica de la distribución lateral de la velocidad promediada en calado (Dynamic Equation of Lateral depth-averaged Velocity-DELV en inglés) y la resolvió numéricamente para la fase A del FCF, obteniendo buenos ajustes, Ecuación (2.3.34).

$$g \cdot S_o - \frac{\tau_b}{\rho \cdot H} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \quad (2.3.34)$$

Shiono y Knight (1988) resolvieron la misma ecuación, obteniendo una solución analítica para las geometrías del FCF, y **Knight, Shiono y Pirt (1989)** aplicaron la solución al río Severn en U.K. obteniendo buenos ajustes para valores del coeficiente adimensional de la viscosidad de remolino, λ , diferentes en el cauce y las llanuras (0,07 y 3,00).

En este congreso **Wark et al (1990)** validaron el “Método de distribución lateral de estimación de caudales” (LATERAL DISTRIBUTION METHOD OF DISCHARGE ESTIMATION) con datos de laboratorio (canales de pequeña escala y el FCF) y datos de campo, río Severn, obteniendo resultados mucho mejores que los métodos tradicionales de cálculo. La ecuación usada se presenta en forma del caudal unitario, q :

$$g \cdot H \cdot S_{xf} - \frac{B \cdot f \cdot q |q|}{8} + \frac{\partial}{\partial y} \left[\nu_t \cdot H \cdot \frac{\partial q}{\partial y} \right] = 0 \quad (2.3.35)$$

La ecuación fue resuelta numéricamente y el parámetro adimensional de viscosidad de remolino, λ , se calibró con valores en el rango 0.16 ± 0.08 , con el cual se obtuvieron estimaciones del caudal entre $\pm 5\%$.

Shiono y Knight (1990), presentaron los resultados del LDM para las geometrías del FCF, y demostraron que tener en cuenta los flujos secundarios en la formulación, mejoraba el ajuste con los datos.

Los autores engloban el término de flujos secundarios en el parámetro, Γ , cuya expresión es:

$$\Gamma = \frac{\partial UV}{\partial y} + \rho \cdot g \cdot H \cdot S_o + \frac{\partial}{\partial y} \left[\rho \cdot \lambda \cdot H^2 \cdot \left(\frac{f}{8} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot U_d \cdot \frac{\partial U_d}{\partial y} \right] - \rho \cdot \frac{f \cdot U_d^2}{8} \quad (2.3.36)$$

Los autores compararon los datos de los experimentos con los resultados obtenidos aplicando el modelo numérico para diferentes valores de los parámetros f , λ y Γ . Para un valor de $\lambda = 0.16$ y despreciando los flujos secundarios, $\Gamma = 0$, los valores obtenidos de las velocidades en el cauce son mayores que los medidos y en la llanura son menores, los resultados obtenidos para las tensiones de fondo indican la misma tendencia. Se observa, que para los mismos valores de f y λ , un ajuste del término de flujos secundarios, Γ , entre el cauce ($\Gamma_m = 0.15$) y las llanuras ($\Gamma_f = -0.25$) mejora el reparto de velocidades y tensiones.

Las tensiones debidas a los flujos secundarios tienen una gran influencia en la distribución de velocidades y tensiones de fondo. El problema es cómo incorporar las pérdidas de los flujos secundarios de eje horizontal en los modelos numéricos en dos-dimensiones, y para ello se proponen dos opciones de afrontar la calibración. La primera consiste en añadir un término de viscosidad de remolino de flujos secundarios a la viscosidad turbulenta de remolino quedando λ como un parámetro que tiene en cuenta los efectos turbulentos y de flujos secundarios. La segunda posibilidad consiste en incorporar este efecto en el término de fricción de fondo, modificando el coeficiente de fricción, f . Los resultados experimentales obtenidos durante los años ochenta fueron incorporados a los modelos numéricos para representar el flujo desbordado con la mayor precisión posible. **McKeogh, Kiely and Javan (1989)** propusieron tres componentes de la viscosidad con diferente sentido físico. La primera componente, ν_{11} , es debida a la turbulencia generada en el fondo que está ampliamente documentada y formulada como $\nu_0 \cdot U^* \cdot H$, donde ν_0 es igual a 0.16. La segunda componente ν_{12} , fue propuesta por **Wormleaton (1988)** y es debida a la variación lateral de la componente principal de la velocidad principal, estando definida como $0.013 \cdot U_s \cdot l_s$. La tercera componente ν_{13} , es debida a los flujos secundarios y es la menos investigada de las tres. **McKeogh et al. (1989)** obtuvieron evidencias de la existencia del efecto de los flujos secundarios que fue incluido en el LDM por **Shiono y Knight (1991)**, consiguiendo un mejor ajuste que con las versiones iniciales del método de Wormleaton (1986, 1988) y de **Wark et al (1990)**. Aunque **Lean y Weare (1979)** establecieron que la influencia de las corrientes secundarias no son tan importantes como la turbulencia generada en el fondo y la turbulencia de la capa de corte, otros autores han demostrado lo contrario.

Método de la Coherencia de Ackers (COHM):

Ackers (1992, 1993) desarrolló un nuevo método, que utiliza el concepto de la Coherencia (COH) para diferenciar el flujo en varias zonas de diferente comportamiento. El caudal se ajusta en cada zona utilizando coeficientes empíricos dependientes de las características geométricas y las rugosidades. El método propuesto fue validado con datos del FCF en cauces rectos, con llanuras lisas y rugosas. El autor propuso la separación vertical del cauce y las llanuras (DCM) por su sencillez, pero aplicando unos factores empíricos de ajuste, obtenidos de los datos experimentales y que tenían en cuenta la interacción entre las subzonas.

La coherencia se define como la relación entre el caudal o la capacidad hidráulica calculados con el método de cauce único y el caudal o la capacidad hidráulica calculados como suma de cada una de las zonas de subdivisión.

$$COH = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_i \sqrt{\left[\frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_i / \sum_{i=1}^{i=n} (f_i P_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} (A_i / f_i P_i)} \right]}}{\sum_{i=1}^{i=n} \left[A_i \sqrt{(A_i / f_i P_i)} \right]} \quad (2.3.37)$$

El subíndice i indica el número de zonas en que se divide la sección, en un río con cauce y llanuras laterales $i = 3$. El parámetro COH engloba la mayoría de los factores que influyen en la hidráulica de cauces compuestos. Cuanto más cerca de la unidad se encuentre la COH más correcta es la hipótesis de tratar la sección compuesta como una sección simple. El valor de la Coherencia varía con el calado relativo entre llanura y cauce, pudiéndose definir varias regiones de flujo con diferente comportamiento (Figura 2.3.7). Cada una de estas zonas necesita un coeficiente de corrección del caudal diferente, lo que complica el método y lo hace excesivamente empírico. En el caso de llanuras rugosas sólo se reconoce la primera de estas zonas, ver Figura 2.3.7.

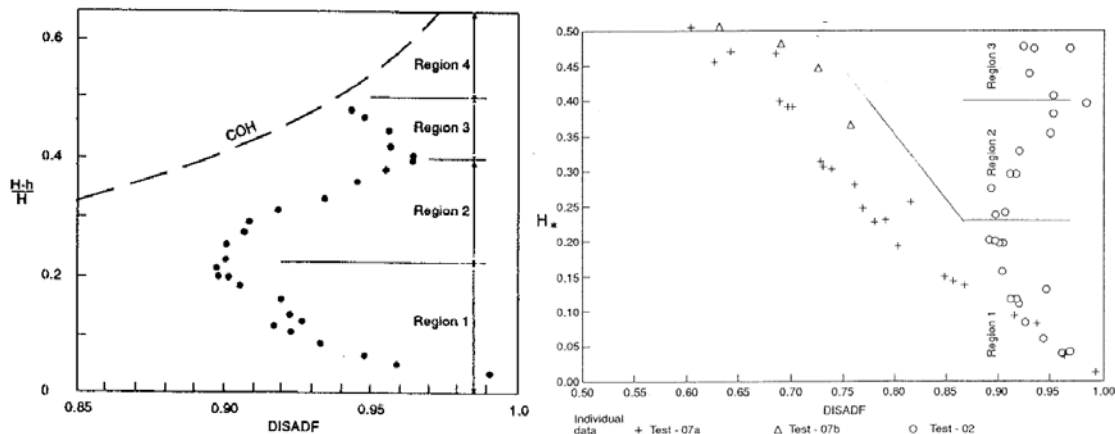


Figura 2.3.7. Valores del coeficiente de corrección para diferentes calados en llanuras lisas (izda.) y rugosas (drcha.).

Las cuatro regiones de flujo y los coeficientes de ajuste aplicados a cada una se describen a continuación:

- *Región 1*: En esta región el calado relativo entre llanura y cauce es pequeño y la interacción aumenta con el calado. Las velocidades y calados de cauce y llanuras son muy diferentes ($COH < 1$). El caudal viene dado por:

$$Q_{R1} = Q_{basic} - DISDEF \quad (2.3.38)$$

donde Q_{R1} es el caudal ajustado en la región 1, Q_{basic} es el caudal total calculado con el DCM, y $DISDEF$ = “déficit de caudal” (“discharge déficit” en inglés). Este factor de ajuste, $DISDEF$, fue calibrado para los datos del FCF quedando:

$$DISDEF = (Q_{2C}^* + N_F Q_{2F}^*) \cdot (V_C - V_F) \cdot H \cdot h \cdot ARF \quad (2.3.39)$$

Donde V_c y V_f son las velocidades en cauce y llanura calculadas con Manning, H y h son el calado en el cauce y el calado de cauce lleno, ARF es un factor de ajuste por el factor de forma del cauce y Q_{2c}^* y Q_{2F}^* son déficit de caudales en cauce y llanuras dados por:

$$Q_{2C}^* = -1.240 + 0.395 \frac{B}{b_c} + GH_* \quad (2.3.40)$$

$$Q_{2F}^* = -1.0H_* \frac{f_C}{f_F} \quad (2.3.41)$$

El valor de G depende de la pendiente en el cauce principal, siendo:

$$\begin{aligned} \text{Para } s \geq 1: \quad G &= 10.42 + 0.17 \frac{f_C}{f_F} \\ \text{Para } s < 1: \quad G &= 10.42 + 0.17 \frac{f_C}{f_F} + 0.34(1-s) \end{aligned} \quad (2.3.42)$$

- *Región 2*: En esta región la interacción disminuye al aumentar el calado y el caudal se corrige con el parámetro $DISADF_2$ aplicado al cauce y a las llanuras. Este parámetro sigue una tendencia paralela a la de la COH pero de menor valor. El caudal viene dado por:

$$Q_{R2} = Q_{basic} \times DISADF_2 \quad (2.3.43)$$

donde Q_{R2} es el caudal ajustado en la región 2, Q_{basic} es el caudal total calculado con el DCM, y $DISADF_2$ (“discharge adjustment factor” en inglés) es el factor de ajuste que fue calibrado para los datos del FCF quedando:

$$DISADF_2(H^*) = COH(H^* + shift) \quad (2.3.44)$$

Donde el valor del desfase, $shift$, depende de la pendiente de las márgenes del cauce:

$$\begin{aligned} \text{Para } s \geq 1: \quad shift &= 0.05 + 0.05N_F \\ \text{Para } s < 1: \quad shift &= -0.01 + 0.05N_F + 0.06s \end{aligned} \quad (2.3.45)$$

- *Región 3*: Es una región estrecha, casi de transición, donde la interacción aumenta nuevamente y el caudal se corrige con el parámetro $DISADF_3$. Este parámetro vuelve a depender de la COH y el caudal viene dado por:

$$Q_{R3} = Q_{basic} \times DISADF_3 \quad (2.3.46)$$

donde Q_{R3} es el caudal ajustado en la región 3 y $DISADF_3$ es el factor de ajuste que calibrado para los datos del FCF queda:

$$DISADF_3 = 1.567 - 0.667COH \quad (2.3.47)$$

- *Región 4*: En esta región la interacción sigue la ley de variación de la COH . El caudal es tan alto que la sección compuesta puede considerarse como una sección simple. El caudal viene dado por:

$$Q_{R4} = Q_{basic} \times DISADF_4 \quad (2.3.48)$$

donde Q_{R4} es el caudal ajustado en la región 4 y $DISADF_4$ es el factor de ajuste que calibrado para los datos del FCF queda:

$$DISADF_4 = COH \quad (2.3.49)$$

Uno de los problemas del método de la Coherencia es establecer en que región de flujo nos encontramos. Para ello se utilizan las siguientes condiciones:

$$\text{Si } Q_{R1} \geq Q_{R2} \Rightarrow Q = Q_{R1}$$

$$\text{Si } Q_{R1} < Q_{R2} \text{ y } Q_{R2} \leq Q_{R3} \Rightarrow Q = Q_{R2} \quad (2.3.50)$$

$$\text{Si } Q_{R1} < Q_{R2} \text{ y } Q_{R2} > Q_{R3} \Rightarrow Q = Q_{R3}, \text{ excepto Si } Q_{R4} > Q_{R3} \Rightarrow Q = Q_{R4}$$

Una vez que se han establecido las regiones de flujo y calculado los caudales totales se pueden calcular los caudales de cauce y llanura en cada región:

- *Región 1*: los caudales de cauce y llanura vienen dados por:

$$Q_{R1C} = Q_{cbasic} - Q_{2C}^* \cdot (V_C - V_F) \cdot H \cdot h \cdot ARF \quad (2.3.51)$$

$$Q_{R1F} = Q_{fbasic} - Q_{2F}^* \cdot (V_C - V_F) \cdot H \cdot h \cdot ARF \quad (2.3.52)$$

donde Q_{cR1} y Q_{fR1} son los caudales ajustados del cauce y la llanura en la región 1, Q_{cbasic} y Q_{fbasic} son los caudales parciales calculados con el DCM. El déficit de caudal de cauce y llanuras, Q_{2C}^* y Q_{2F}^* se puede calcular con las ecuaciones (2.3.51) y (2.3.52).

- *Regiones 2-4*: los caudales de cauce y llanura vienen dados por:

$$Q_{R2,3,4C} = Q_{Cbasic} \times DISADF_C \text{ (at } R1 \text{ limit)} \quad (2.3.53)$$

$$Q_{R2,3,4F} = Q_{R2,3,4} - Q_{R2,3,4C} \quad (2.3.54)$$

donde $DISADF_C$ se calcula dividiendo Q_{RIC} por Q_{Cbasic} .

Para cerrar el círculo de análisis dimensional, experimentación, ajuste empírico, formulación y contraste de los resultados, el autor advirtió de la necesidad de contrastar el método con otros datos con diferentes geometrías y rugosidades.

Método de las divisiones promediadas (WDCM):

Otro método que también divide la sección en zonas es el Método de las divisiones promediadas (Weighted Divided Channel Method-WDCM en inglés). Este método, desarrollado por **Lambert y Myers (1998)** utiliza dos métodos de división, el DCM-v y el DCM-h, para calcular la velocidad en el cauce y llanuras y promediar el valor obtenido por los dos métodos. Las velocidades medias en cauce y llanuras se calculan como:

$$V_c = \xi V_{c-DCM-v} + (1 - \xi) V_{c-DCM-h} \quad (2.3.55)$$

$$V_f = \xi V_{f-DCM-v} + (1 - \xi) V_{f-DCM-h} \quad (2.3.56)$$

donde V_c y V_f son las velocidades medias estimadas en cauce y llanuras, $V_{c-DCM-v}$ y $V_{f-DCM-v}$ son las velocidades medias en cauce y llanuras calculadas con el DCM-v, $V_{c-DCM-h}$ y $V_{f-DCM-h}$ son las velocidades medias en cauce y llanuras calculadas con el DCM-h y ξ es el coeficiente de promedio.

Lambert y Myers concluyeron que el coeficiente de promedio podía variar entre cero y uno, abarcando un gran rango de divisiones inclinadas entre la división horizontal ($\xi = 0$) y la vertical ($\xi = 1$). El valor sugerido por los autores para el FCF, con cauce y llanuras lisas, es el que da la media aritmética entre ambas subdivisiones ($\xi = 0.5$). En el caso de llanuras rugosas el coeficiente de promedio varía, estimándose el valor de ($\xi = 0.2$) como el que mejor ajusta para los datos del FCF. Los autores utilizaron datos de canales de pequeña escala para validar el valor del coeficiente en el caso de llanuras lisas, obteniendo buenos resultados.

Atabay y Knight (2006) presentaron una modificación del WDCM que mejoraba los resultados en los casos de llanura lisas. La modificación se basaba en estimar las velocidades de cauce y llanuras como media geométrica de dos velocidades calculadas para cada subdivisión, en lugar de la media aritmética:

$$V_c = (V_{c-DCM-v} * V_{c-DCM-h})^{1/2} \quad (2.3.57)$$

$$V_f = (V_{f-DCM-v} * V_{f-DCM-h})^{1/2} \quad (2.3.58)$$

Este método, llamado MWDCM (Modified Weighted Divided Channel Method) presenta la ventaja de que el factor de promedio ζ no es necesario, aunque la modificación sólo es válida para cauces con la misma rugosidad en cauce y llanuras. Además se propuso una corrección en la velocidad de la llanura para el caso de una única llanura asimétrica:

$$V_f = V_{f-DCM-v} \quad (2.3.59)$$

Tang y Knight (2006) añadieron unos términos empíricos a las expresiones de las velocidades de cauce y llanuras que reducían el error obtenido por el WDCM para los datos del FCF y otros datos de pequeña escala, aunque son de difícil generalización.

Método del intercambio de caudales (EDM):

Fread (1976) presentó un método de cálculo del caudal, en cauces meandriformes, donde se tenía en cuenta un caudal de intercambio entre el cauce y las llanuras. **Bousmar y Zech (1999)** desarrollaron un modelo 1-D que incluía en su formulación un método de cálculo de la capacidad, Este método, conocido como el método de intercambio de caudales (Exchange Discharge Method –EDM en inglés), considera la transferencia de momentos entre el cauce y las llanuras basándose en la idea de intercambio de Fread (1976). Además, el modelo incluye el intercambio de caudal entre el cauce y la llanura debido a las variaciones en la geometría del cauce y de las llanuras. El método calcula las pérdidas debidas a la transferencia de caudal en forma de pendiente de fricción, lo que permite su uso para el cálculo de perfiles de agua.

La sección se divide en zonas, cauce y llanuras, y en cada una de estas zonas se aplican las ecuaciones de continuidad y de conservación de momentos. Además el EDM considera un caudal lateral de intercambio entre el cauce y las llanuras, q_l , con una componente de entrada, q_{in} , y otra de salida, q_{out} . Las ecuaciones del modelo se escriben como:

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l = q_{in} - q_{out} \quad (2.3.60)$$

Ecuación de conservación del momento:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho A U) = \frac{\partial}{\partial x}(\rho A U^2) + \rho q_{in} u_l - \rho q_{out} U + \rho g A (S_o - S_f) - \rho g A \frac{\partial H}{\partial x} \quad (2.3.61)$$

donde se puede observar que el momento debido al caudal entrante, q_{in} , y al de salida, q_{out} , no se anulan, aunque los caudales sean iguales, por que sus velocidades son diferentes. Desarrollando la Ecuación (2.3.67) y sustituyendo la ecuación de continuidad queda:

$$A \frac{\partial U}{\partial t} + g A \frac{\partial}{\partial x} \left(z + \frac{U^2}{2g} \right) = q_{in} (u_l - U) - g A S_f \quad (2.3.62)$$

Mostrándose que sólo el caudal entrante influye en el intercambio de momentos, pues el caudal saliente está implícito en la pérdida de carga. Si el flujo es estacionario, el primer término desaparece y la pérdida de carga total por unidad de longitud queda:

$$S_e = -\frac{\partial}{\partial x} \left(z + \frac{U^2}{2g} \right) = S_f + \frac{q_{in,r}(U - u_{l,r}) + q_{in,l}(U - u_{l,l})}{gA} = S_f + S_a \quad (2.3.63)$$

donde S_e es la pérdida de carga total, que se descompone en una pérdida de carga debida a la fricción con el contorno, S_f , y otra debida al intercambio de caudal, S_a . Esta última se descompone en la pérdida en el cauce principal (U) y en cada una de las dos llanuras, izquierda ($u_{l,l}$) y derecha ($u_{l,r}$). Los autores definieron la relación $\chi = S_a/S_f$ y la expresión anterior queda:

$$S_e = S_f (1 + \chi) \quad (2.3.64)$$

Siendo

$$\chi = \frac{q_{in,r}(U - u_{l,r}) + q_{in,l}(U - u_{l,l})}{gAS_f} \quad (2.3.65)$$

la relación entre las pérdidas por transferencia de momentos y las pérdidas por fricción, expresadas como pérdida de carga por metro lineal (pendiente de energía).

En un cauce compuesto con varias subzonas, cauce y llanuras, hay que definir un coeficiente por cada subzona, i , quedando χ_i y la pendiente S_{fi} para cada una, siendo la pérdida total de carga, S_e , igual para todas las subzonas.

En toda la formulación el caudal de intercambio es una incógnita, pudiéndose definir como suma de dos componentes:

$$q = q^t + q^g \quad (2.3.66)$$

donde q es el caudal de intercambio ($= q_{in}$ en la ecuación anterior), q^t es la componente debida al intercambio turbulento, y q^g es la debida a las variaciones en la geometría, cambios de ancho o de curvatura.

La componente del caudal debida a la interacción turbulenta, q^t , se formuló aplicando un modelo de turbulencia basado en la longitud de mezcla de Prandtl. El caudal de intercambio entre cauce y llanura, debido a la turbulencia, se considera igual en ambos sentidos ($q_{in} = q_{out}$), quedando:

$$q^t = q_{cf}^t = q_{fc}^t = \psi^t |U_c - U_f| (H - h) \quad (2.3.67)$$

El parámetro adimensional ψ^t , es el coeficiente de intercambio turbulento y fue calibrado con los datos del FCF, obteniéndose un valor de $\psi^t = 0.16$, para todo el rango de geometrías analizadas, y de $\psi^t = 0.093$ para los casos con llanuras rugosas. Los autores propusieron el valor de $\psi^t = 0.16$ válido para cualquier configuración. Las velocidades U_c y U_f son las velocidades medias en cauce y llanura después del

intercambio, por lo que es necesario para calcular el caudal de intercambio turbulento un proceso iterativo.

La componente de q debida a los cambios en la geometría, se formula en base a la variación de la capacidad del cauce y llanuras a lo largo del canal y depende únicamente de un parámetro adimensional denominado ψ^s . Tras analizar los datos de cauces exviados de Ellit y Sellin (1990), Bousmar y Zech sugirieron un valor de $\psi^s = 0.5$, aunque parece necesario analizar con más detalle este parámetro por la gran variedad de geometrías que pueden aparecer en un cauce compuesto. Como en este apartado se tratan únicamente los métodos de cauces prismáticos rectos se deja la formulación de la componente de intercambio geométrico para el análisis de los métodos de cauces meandriformes.

El problema de obtener la capacidad en cada subzona en la que se divide la sección compuesta, debe partir del conocimiento de la geometría y de la pendiente de fricción. Con estos datos se puede obtener el caudal con una fórmula como la de Manning:

$$Q_i = A_i U_i = A_i \frac{R_i^{2/3}}{n_i} S_{fi}^{1/2} = K_i S_{fi}^{1/2} \quad (2.3.68)$$

donde, sustituyendo la pendiente de fricción por el valor obtenido arriba y sumando para todas las zonas queda:

$$Q = \sum_i Q_i = \sum_i K_i S_{fi}^{1/2} = \sum_i K_i \left(\frac{S_e}{1 + \chi_i} \right)^{1/2} \quad (2.3.69)$$

Siendo las únicas incógnitas los ratios χ_i en cada subzona, que se pueden calcular a partir de la deducción anterior:

$$\chi_1 = \frac{1}{gA_1} \left[\psi'(H - h_1) \left(\frac{R_2^{2/3}}{n_2} \left(\frac{1 + \chi_1}{1 + \chi_2} \right)^{1/2} - \frac{R_1^{2/3}}{n_1} \right) + \psi^s \kappa_{21} \frac{dK_1}{dx} \right] \cdot \left[\frac{R_1^{2/3}}{n_1} - \frac{R_2^{2/3}}{n_2} \left(\frac{1 + \chi_1}{1 + \chi_2} \right)^{1/2} \right] \quad (2.3.70)$$

$$\chi_1 = \frac{1}{gA_2} \left\{ \left[\psi'(H - h_1) \left(\frac{R_2^{2/3}}{n_2} \left(\frac{1 + \chi_1}{1 + \chi_2} \right)^{1/2} - \frac{R_1^{2/3}}{n_1} \right) + \psi^s \kappa_{12} \frac{dK_1}{dx} \right] \cdot \left[\frac{R_2^{2/3}}{n_2} \left(\frac{1 + \chi_1}{1 + \chi_2} \right)^{1/2} - \frac{R_1^{2/3}}{n_1} \left(\frac{1 + \chi_2}{1 + \chi_1} \right) \right] + \left[\psi'(H - h_3) \left(\frac{R_2^{2/3}}{n_2} \left(\frac{1 + \chi_3}{1 + \chi_2} \right)^{1/2} - \frac{R_3^{2/3}}{n_3} \right) + \psi^s \kappa_{32} \frac{dK_3}{dx} \right] \cdot \left[\frac{R_2^{2/3}}{n_2} \left(\frac{1 + \chi_3}{1 + \chi_2} \right)^{1/2} - \frac{R_3^{2/3}}{n_3} \left(\frac{1 + \chi_2}{1 + \chi_3} \right) \right] \right\} \quad (2.3.71)$$

$$\chi_3 = \frac{1}{gA_3} \left[\psi'(H - h_3) \left(\frac{R_2^{2/3}}{n_2} \left(\frac{1 + \chi_3}{1 + \chi_2} \right)^{1/2} - \frac{R_3^{2/3}}{n_3} \right) + \psi^s \kappa_{23} \frac{dK_3}{dx} \right] \cdot \left[\frac{R_3^{2/3}}{n_3} - \frac{R_2^{2/3}}{n_2} \left(\frac{1 + \chi_3}{1 + \chi_2} \right)^{1/2} \right] \quad (2.3.72)$$

Este sistema define los ratios de pérdidas de carga, independientes del caudal. Para resolver este sistema los autores proponen un proceso iterativo basado en las variables auxiliares:

$$X_i = (1 + \chi_i)^{1/2}, i = 1, 2, 3 \quad (2.3.73)$$

Hay que hacer notar que el EDM es una variante del ASFM, donde la tensión aparente de corte se podría expresar como:

$$\tau_a = \rho \cdot \psi^t \cdot (U_c - U_f)^2 \quad (2.3.74)$$

La pendiente de fricción que se aplica al cálculo del caudal y de los perfiles de agua vendría dada por:

$$S_e = S_f(1 + \chi); \text{ siendo } \chi = \frac{\tau_a(H - h)}{\tau_b P_f} \quad (2.3.75)$$

Bousmar et al (2006) aplicaron el EDM para las series de ensayos en cauce móvil de Atabay et al (2004 y 2005). Los resultados fueron bastante aceptables aunque se tuvo que modificar la formulación con el fin de tener en cuenta que para determinados calados la transferencia de momentos cambiaba de signo. Esto es debido a que la rugosidad del cauce es mayor que la de las llanuras y el flujo en la llanura se hace más rápido que en el cauce, invirtiéndose el gradiente de velocidades.

Método de la interacción entre zonas (IDCM):

Basándose en el ASFM y en el EDM, **Huthoff et al (2008)** desarrollaron otro método que considera la transferencia de momentos entre el cauce y las llanuras basándose en la idea de la tensión aparente de corte. El método calcula el caudal total de la sección como suma del caudal del cauce y de la llanura:

$$Q = A_c U_c + N_{of} A_f U_f \quad (2.3.76)$$

donde A_c es el área de cauce principal, y U_c es la velocidad media en el mismo, A_f es el área de cada llanura y U_f la velocidad media en las llanuras, siendo N_{of} el número de llanuras. Las velocidades en el cauce y las llanuras se pueden calcular a partir del equilibrio de fuerzas en el cauce y en cada llanura por separado:

$$\rho g A_c s = \rho f_c U_c^2 + N_{of} \tau_{int} (H - h) \quad (2.3.77)$$

$$\rho g A_f s = \rho f_f U_f^2 - \tau_{int} (H - h) \quad (2.3.78)$$

donde la tensión de interacción se expresa como:

$$\tau_{int} = \frac{1}{2} \rho \gamma (U_c^2 - U_f^2) \quad (2.3.79)$$

expresando s como la pendiente de fricción en cada zona:

$$s = \frac{f_c U_{c,0}^2}{g R_c} = \frac{f_f U_{f,0}^2}{g R_f} \quad (2.3.80)$$

entonces quedan las siguientes expresiones para calcular las velocidades medias en cauce y llanura, incluyendo las pérdidas por interacción entre ambas zonas:

$$U_c^2 = U_{c,0}^2 - \frac{\frac{1}{2} \gamma N_{of} \frac{(H-h)}{f_c R_c} (U_{c,0}^2 - U_{f,0}^2)}{1 + \frac{1}{2} \gamma \left(N_{of} \frac{(H-h)}{f_c R_c} + \frac{(H-h)}{f_f R_f} \right)} \quad (2.3.81)$$

$$U_f^2 = U_{f,0}^2 + \frac{\frac{1}{2} \gamma \frac{(H-h)}{f_f R_f} (U_{c,0}^2 - U_{f,0}^2)}{1 + \frac{1}{2} \gamma \left(N_{of} \frac{(H-h)}{f_c R_c} + \frac{(H-h)}{f_f R_f} \right)} \quad (2.3.82)$$

La diferencia entre el el ASFM y el IDCM es que en el IDCM se utilizan para calibrar la tensión aparente de corte los datos de velocidades medias en cauce y llanuras y no los datos de tensiones como en el ASFM.

Aunque en los últimos años se ha analizado la validez de estos nuevos métodos para otras series de ensayos, proponiéndose modificaciones como las de Atabay y Knight (2006) o Bousmar et al (2006), únicamente Seckin (2004) y Atabay y Knight (2006) han comparado estos nuevos métodos entre sí, llegando a las siguientes conclusiones:

- Los nuevos métodos como el COHM y el EDM dan errores más pequeños que los métodos tradicionales en la mayoría de los casos.
- El COHM y el EDM son validos para cauces lisos con llanuras lisas pero pierden validez cuando el cauce es móvil, con errores de hasta un 20%, y en el caso del río Main.
- Ambos métodos, COHM y EDM dan errores medios similares, no pudiéndose valorar cuál es mejor en cuanto a caudal total en los casos analizados.
- El COHM es más preciso que el WDCM, e incluso que el MWDCM, tanto en caudal es totales como en el cauce y llanuras por separado.
- El WDCM precisa de un parámetro que varía con la geometría y la rugosidad, lo que lo hace complicado de aplicar a ríos naturales.
- El COHM es complicado de aplicar por necesitar muchos parámetros empíricos para cada región de flujo. El MWDCM es más sencillo de usar.

2.4. Flujo desbordado en cauces compuestos de planta meandriforme

El flujo descrito en los apartados anteriores es difícil de encontrar en los ríos naturales, es más bien consecuencia de la canalización y rectificación de los cauces por la acción humana. En la naturaleza, los ríos de llanura tienen a formar curvas que en planta adquieren una geometría meandriforme (Figura 2.4.1). El flujo confinado en este tipo de cauces ha sido estudiado ampliamente, tanto en laboratorio como en campo. Sin embargo, cuando el flujo desborda los límites del cauce principal se precisan mayores áreas de ensayo y la interacción entre el cauce meandriforme y las llanuras había sido poco estudiada hasta hace unos años.



Figura 2.4.1. Vista en planta de un río meandriforme.

2.4.1. Características generales del flujo

Los mecanismos de flujo generados en el flujo desbordado en cauces meandriformes son muy diferentes de los de los cauces prismáticos. La mayor complejidad es debida a la sinuosidad del cauce que obliga a que el flujo en él no sea paralelo al de la llanura. Los primeros estudios sobre el flujo desbordado en ríos meandriformes con llanuras de inundación de los que se tiene referencia, son los de **U.S. Army Corps of Engineers (1956)** y los de **James y Brown (1977)**. En estos trabajos, se estudió la influencia de la sinuosidad en las curvas de calado-caudal y en la distribución de velocidades entre cauce y llanuras. En la Figura 2.4.2 se puede observar que cuanto mayor es la sinuosidad menor es el caudal para el mismo calado.

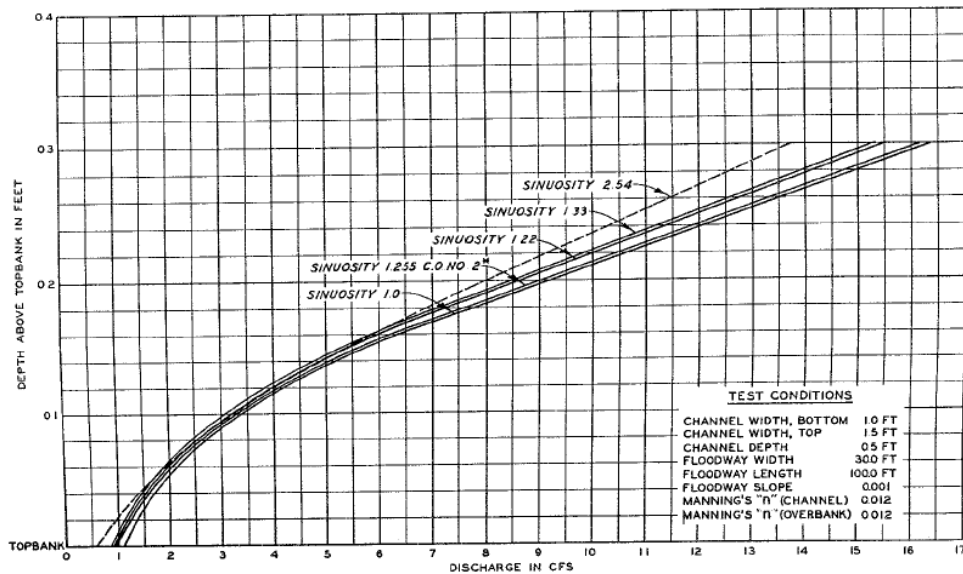


Figura 2.4.2. Curvas calado-caudal para un cauce compuesto meandriforme con diferentes sinuosidades en el cauce principal (U.S. Army Corps of Engineers, 1956).

En estos trabajos, los mecanismos del flujo no fueron analizados con mucho detalle, aunque se observó que la distribución de velocidades en el cauce y las llanuras variaba considerablemente respecto a los cauces prismáticos. Las velocidades aumentaban en las llanuras divergentes, reduciéndose en las convergentes debido al intercambio de caudal con el cauce principal, ver Figura 2.4.3. Las velocidades máximas en el cauce se producen en el lado de la llanura de aguas abajo, hacia donde sale el caudal del cauce. Además se observó que la resistencia al flujo de los cauces meandriformes aumenta con la sinuosidad, debido especialmente a la interacción del cauce con la llanura.

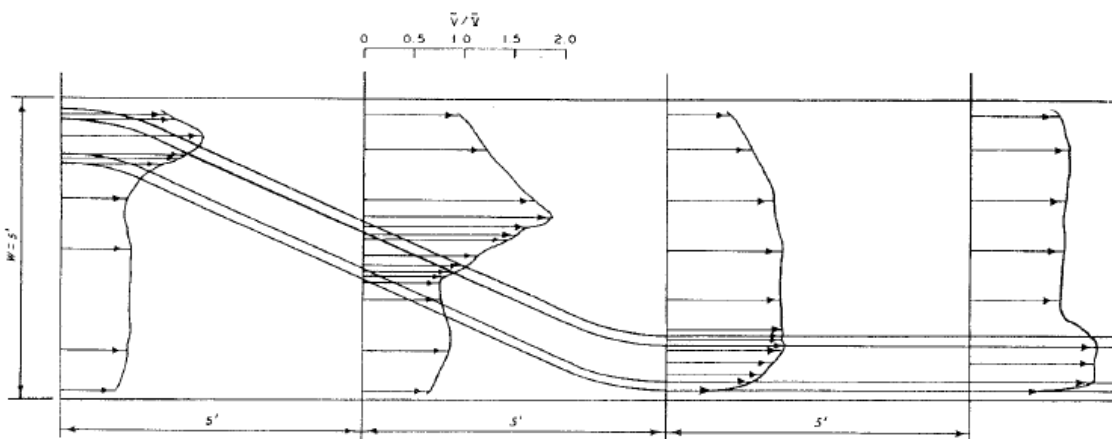


Figura 2.4.3. Distribución en planta de la velocidad promediada en calado (James y Brown, 1977).

El primer estudio sobre los complicados mecanismos de este tipo de flujo fue publicado por **Toebes and Sooky (1967)**. Los autores observaron que cuando el flujo desborda el cauce meandriforme y circula por las llanuras, el comportamiento del flujo en el cauce principal por debajo del nivel de las llanuras es diferente que el flujo por encima de los límites de la llanura. Los autores establecieron la superficie de interacción entre cauce y llanuras como una superficie horizontal a la cota de la llanura de inundación. Además establecieron que las pérdidas de energía aumentaban debido a la tensión aparente que actúa en dicho plano horizontal. Es la primera vez que aparecía el

concepto de “apparent shear stress” que otros autores estudiaron como la principal causa de resistencia al flujo en cauces compuestos. Para cada una de las configuraciones estudiadas, los autores establecieron una curva de gastos (relación calado-caudal) y determinaron la influencia que el n° de Reynolds y el n° de Froude tienen en las pérdidas por fricción, representadas por f_i (coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach) en cada geometría.

Además, los autores presentaron un completo análisis del flujo en este tipo de cauces, en el caso de desbordamiento y en el caso de flujo confinado en el cauce. Se presentaron esquemas de vectores de velocidad, en planta y en secciones transversales para diversos caudales. Observando los vectores de velocidad en planta, se confirma el intercambio de caudal entre el cauce y las llanuras, ver Figura 2.4.4.

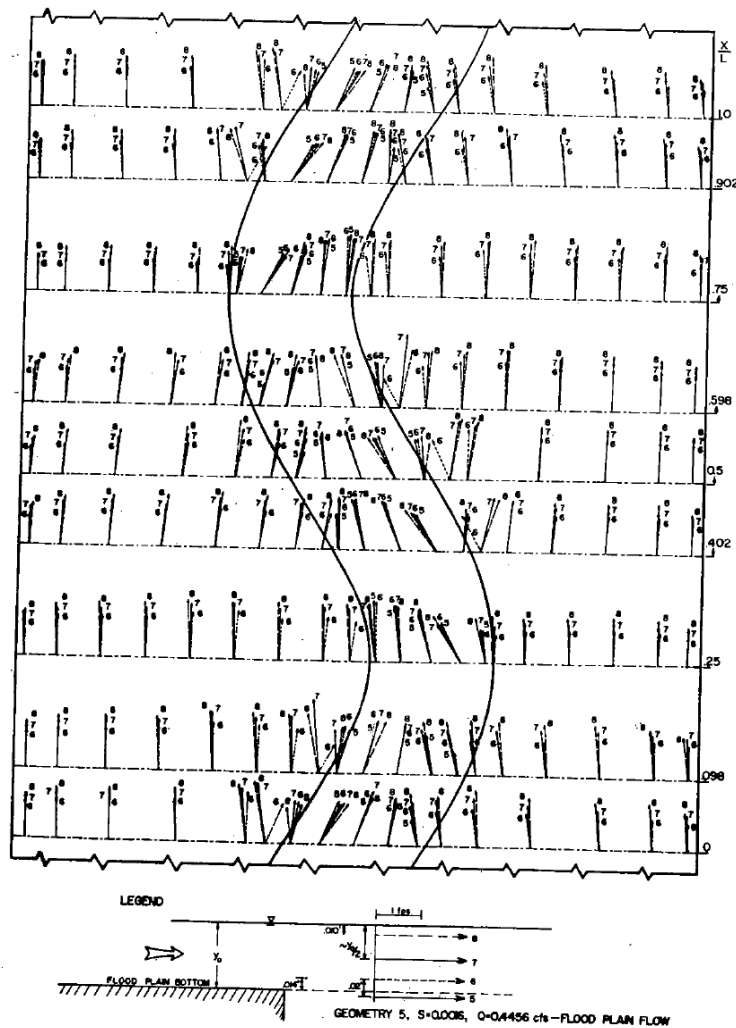


Figura 2.4.4. Componentes de la velocidad en planta, para diferentes niveles, en un cauce meandriforme con flujo desbordado (Toebes y Sooky, 1967)

Las corrientes helicoidales formadas en las curvas de los cauces meandriformes, se mostraron para los casos de flujo desbordado y sin desbordar, ver Figura 2.4.5, viéndose que la incorporación de caudal de la llanura al cauce en los cruces, cambiaba de sentido los flujos helicoidales en las curvas. Con esto se demostró el diferente comportamiento del flujo en el caso de desbordamiento respecto del caso de flujo confinado en el cauce.

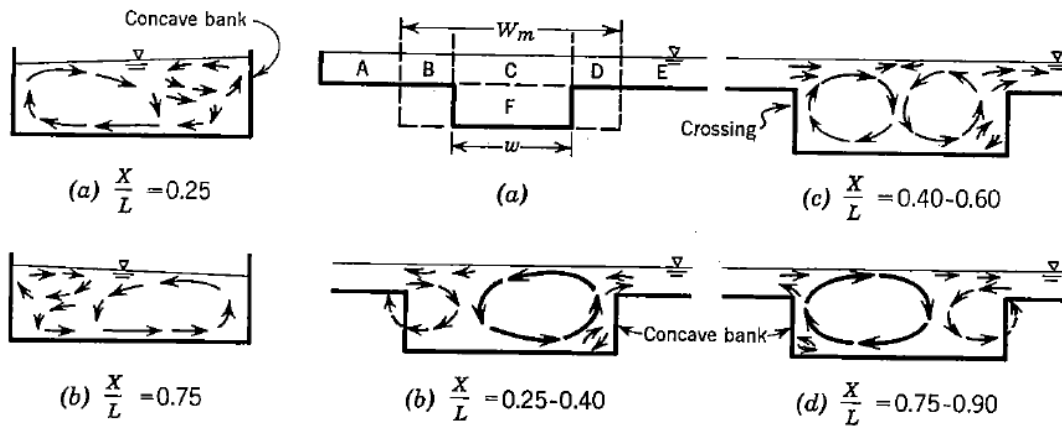


Figura 2.4.5. Corrientes secundarias en diferentes secciones de un cauce meandriforme en los casos sin desbordar (izda.) y desbordado (drcha.). Las secciones (X/L) corresponden a las de la figura anterior. (Toebes y Sooky, 1967).

Toebes y Sooky además presentaron imágenes del flujo en planta donde se observaron las líneas de corriente y el intercambio de caudal entre cauce y llanura (Figura 2.4.6).

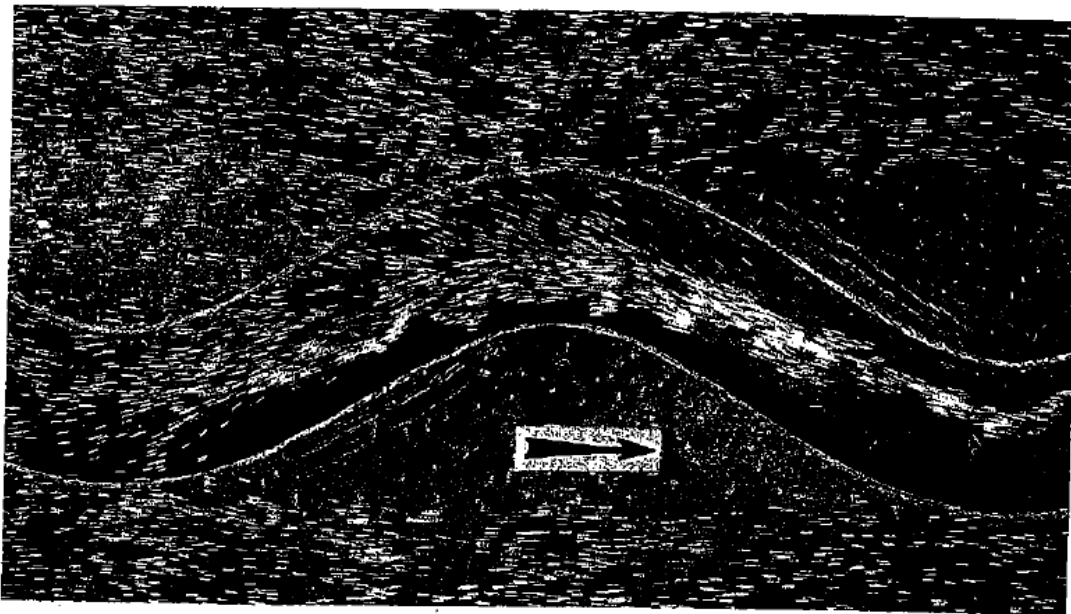


Figura 2.4.6. Líneas de corriente en superficie en un flujo desbordado (Toebes y Sooky, 1967).

Resultados similares obtuvo **Smith (1978)**, que identificó la interacción entre los flujos del cauce y las llanuras. Smith también mostró evidencias fotográficas del intercambio de flujo entre cauce y llanuras, que es mayor para calados más grandes, siendo casi insignificante para pequeños calados en las llanuras (Figura 2.4.7). Además el autor demostró que los métodos tradicionales de cálculo del caudal (SCM y DCM), son inadecuados en este tipo de secciones debido a las pérdidas que se generan en la interacción entre el flujo del cauce y de la llanura.

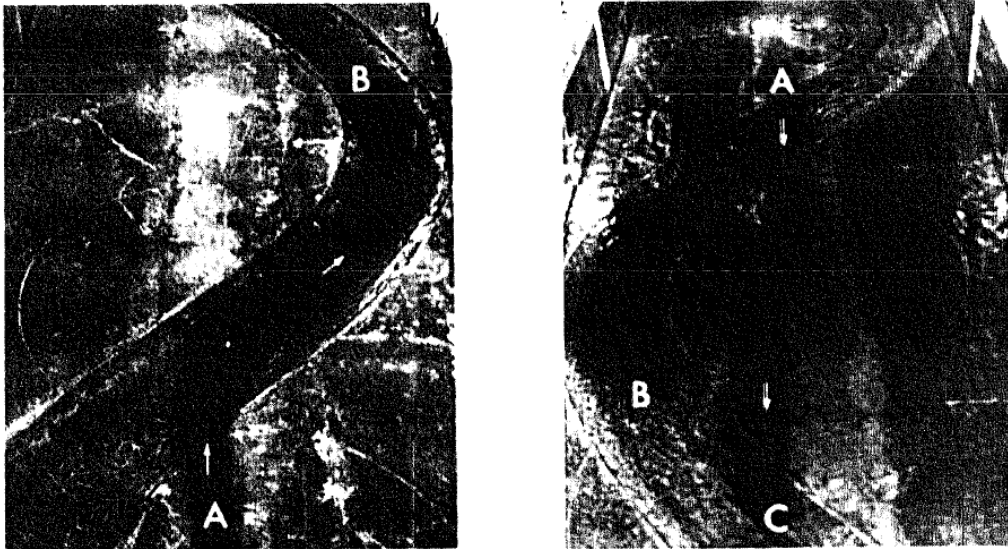


Figura 2.4.7. Líneas de flujo en el cauce para calados pequeños en la llanura (izda.) y grandes (drcha.) (Smith, 1978).

Ervine y Ellis (1987) describieron el flujo desbordado en cauces menadriiformes como claramente tridimensional, debido a la importancia de las corrientes secundarias, a las tensiones en la interfaz cauce/llanuras y a las diferencias de fricción en los contornos de cauce y llanuras. Los autores propusieron un método de cálculo que separaba el cauce de las llanuras según la línea horizontal de cauce lleno y que cuantificaba las principales fuentes de pérdidas en el cauce y en las llanuras:

En el cauce:

- pérdidas por fricción en los contornos
- flujos secundarios generados en las curvas (Figura 2.4.8)
- tensiones de corte en la línea de separación entre cauce y llanura
- cambios en el fondo del cauce a lo largo de una longitud de onda (poco importantes en flujo desbordado).

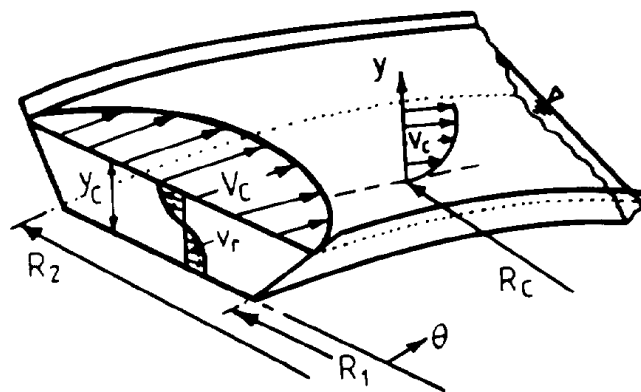


Figura 2.4.8. Distribución de velocidades en curvas, formación de corrientes secundarias (Ervine y Ellis, 1987).

En la llanura:

- pérdidas por fricción en los contornos sólidos
- pérdidas por expansión y contracción en el cruce con el flujo del cauce (Figura 2.4.9)

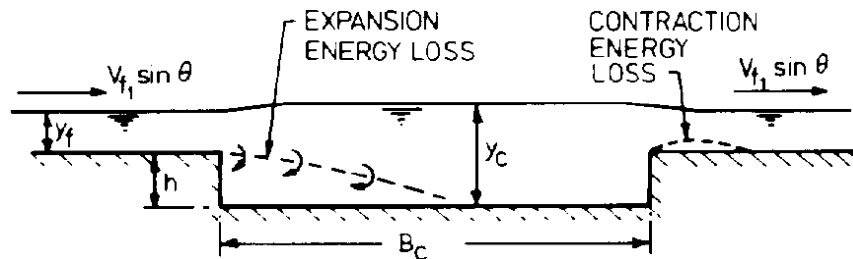


Figura 2.4.9. Representación gráfica del fenómeno de expansión-contracción en el flujo de la llanura sobre el cauce principal en la zona de cruce (Ervine y Ellis, 1987).

Esta investigación fue continuada por **Ervine y Jasem (1989)** que realizaron ensayos en una llanura cruzada por un cauce inferior. Los autores estimaron las pérdidas producidas en la expansión y contracción del flujo de la llanura y describieron los flujos secundarios generados en la zona de cruce. En la Figura 2.4.10 se pueden observar las principales fuentes de resistencia al flujo en cauces meandriformes.

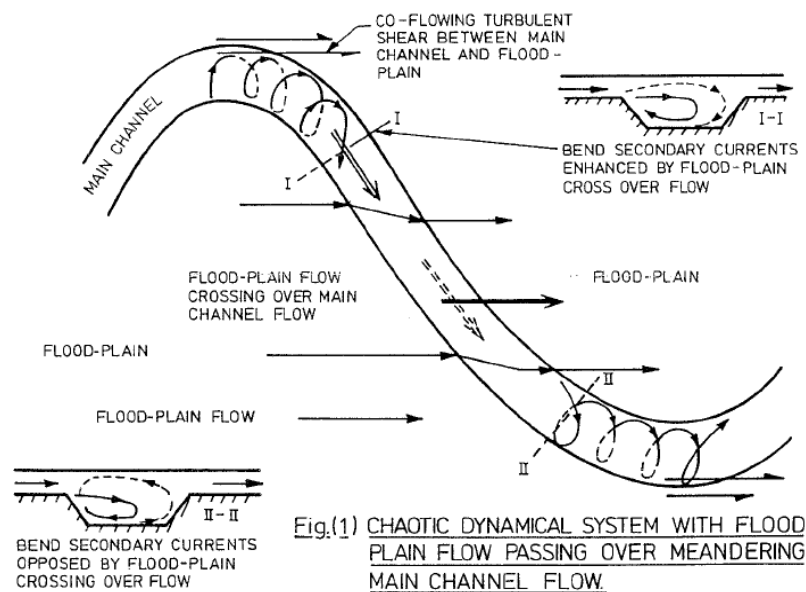


Figura 2.4.10. Flujo en cauces meandriformes, interacción entre el flujo del cauce y de la llanura y corrientes secundarias generadas en las curvas.

Otros autores como **Rajaratnam y Ahmadi (1988)** analizaron la distribución lateral de la velocidad principal en una sección compuesta de un cauce meandriforme. Las medidas demostraron la distorsión del perfil de velocidades respecto al caso de cauces prismáticos. En la Figura 2.4.11 se observa que la velocidad máxima se produce en el cauce pero en el contacto con la llanura interior, por lo que la línea de máxima velocidad no sigue la línea de centro del cauce.

McKeogh y Kiely (1989) confirmaron los resultados de las investigaciones anteriores, mostrando como variaba la distribución transversal de la velocidad principal respecto al caso de cauce prismático y evaluando los flujos secundarios en el cauce. Además obtuvieron que cuando el flujo desborda, la componente secundaria de la velocidad tiene un valor que es el 30 % de la componente principal, lo que indica una disminución de los flujos secundarios respecto del caso de flujo confinado (60 %, según Thorne, 1985).

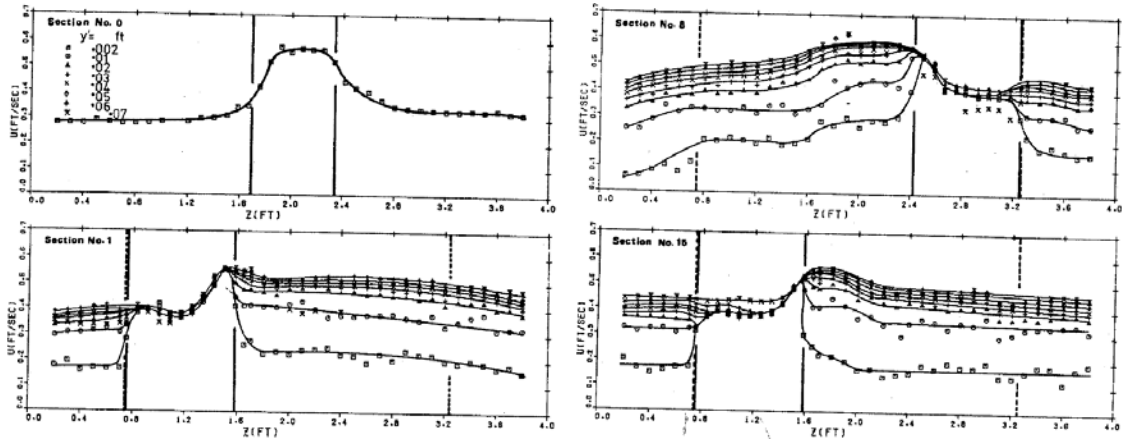


Figura 2.4.11. Perfiles transversales de velocidades en sección recta (No. 0), en sección en curva hacia la derecha (No. 1), curva hacia la izquierda (No. 8), y siguiente curva a la derecha (No. 15).

Todos estos estudios se desarrollaron en canales de laboratorio de pequeña escala con geometrías ideales y llanuras lisas. **Sellin y Giles (1989)** realizaron un modelo reducido de un tramo modificado del río Roding que incluía varios meandros irregulares (Figura 2.4.12). La rugosidad del modelo se adaptó para que los niveles de agua se ajustaran a los datos de caudal-nivel del río. El flujo se analizó a partir de la visualización de las líneas de corriente en la superficie. Los autores confirmaron que la influencia del flujo en la llanura sobre el flujo en el cauce meandrinforme es diferente cuando los calados son pequeños (Figura 2.4.13a) que cuando los calados en las llanuras son altos. En este último caso el flujo de la llanura pasa por encima del cauce y se crea una capa de interacción en la línea horizontal que separa ambos flujos (Figura 2.4.13b).

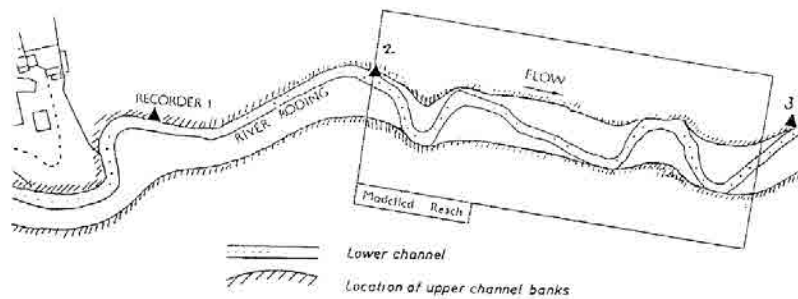


Figura 2.4.12. Geometría en planta del tramo de estudio del río Roding (Sellin y Giles, 1989).

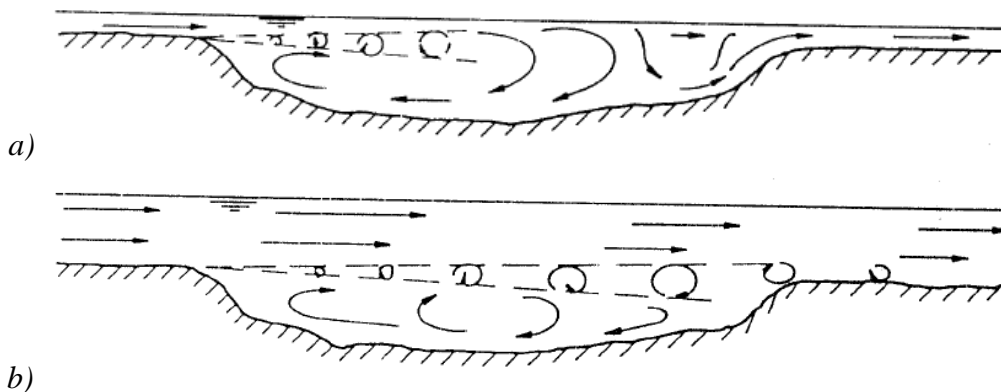


Figura 2.4.13. a) Esquema de flujo en la sección de cruce entre el cauce y la llanura para calados pequeños, b) idem para calados altos (Sellin y Giles, 1989).

Willetts y Hardwick (1990) obtuvieron en un pequeño canal de ensayos las curvas calado/caudal para tres sinuosidades diferentes (1, 1.41 y 2.06) y analizaron además el efecto de la forma del cauce principal, usando secciones naturales y secciones trapecoidales. La principal conclusión es que los cauces con formas naturales ofrecen menos resistencia al flujo que los cauces con formas rígidas (Figura 2.4.14) y que el flujo desbordado modifica la geometría del cauce, que es diferente a la del flujo a cauce lleno.

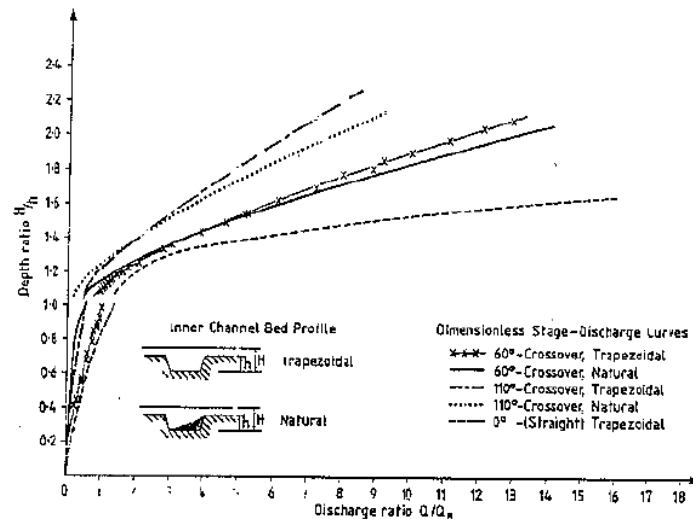


Figura 2.4.14. Curvas caudal-calado para varias sinuosidades con cauce trapecoidal y natural, adimensionalizadas con el caudal a cauce lleno. (Willetts y Hardwick, 1990).

En un canal de similar geometría, **Kiely (1990)** analizó el comportamiento del flujo desbordado en cauces meandriformes a partir de medidas de velocidad y turbulencia. El flujo en las llanuras sigue la dirección principal mientras que en el cauce por debajo del nivel de las llanuras el flujo sigue la dirección del cauce y por encima está influenciado por el flujo en las llanuras, tendiendo a la dirección longitudinal. Comparando con el caso de planta recta, el autor concluye que las velocidades medias en las llanuras son mayores pero que en el cauce la velocidad media en el caso meandriforme es hasta un 50% más pequeña. El autor también identificó los mecanismos de flujo que caracterizan el flujo desbordado en cauces meandriformes.

Los primeros resultados de los ensayos en cauces con planta meandriforme realizados en el FCF (ver Figura 2.4.15), aparecen en una monografía publicada por HR Wallingford, en la que **James y Wark (1992)** desarrollaron un nuevo método de cálculo para el flujo desbordado en este tipo de cauces. El método se aplicó a varias sinuosidades y además se contrastó con otros datos experimentales existentes en la literatura. Los autores identificaron los mecanismos que más importancia tienen en las pérdidas de cada una de las zonas en las que separaron el flujo:

- cauce principal:
 - fricción con el fondo
 - Corrientes secundarias debidas al flujo desbordado
- Llanura dentro de la franja de meandros:
 - Fricción con el fondo
 - Expansión y contracción del flujo sobre el cauce principal
- Llanura en la zona exterior de los meandros:
 - fricción del contorno



Figura 2.4.15. Vista del FCF durante uno de los ensayos con cauce meandriforme (series B)-izda. Esquema en planta de las secciones de estudio-dcha.

Los resultados más relevantes de los experimentos realizados en las series B del FCF, relativos a los mecanismos del flujo, fueron presentados en los trabajos de **Sellin et al (1993)**, **Ervine et al (1994)** y **Sellin y Willetts (1996)**. En primer lugar, estos autores confirmaron que las curvas calado-caudal para cauces con diferente sinusidad eran diferentes, siendo menores los caudales cuanto mayor era la sinusidad. Los estudios desarrollados en el FCF confirmaron los resultados de los primeros autores que estudiaron el flujo desbordado en cauces con meandros (Toebes y Sooky, 1967). En el caso de llanuras amplias, las velocidades de cauce y llanura no tienen la misma dirección y se establece una zona de cruce entre dos curvas en la que la interacción del flujo en el cauce y del flujo en la llanura es más intensa que en los cauces prismáticos y donde los flujos secundarios generados influyen claramente en el flujo. En la Figura 2.4.16b se observa que cuando el calado en las llanuras es grande, las velocidades en esta vencen el flujo en el cauce cambiando la dirección de la velocidad en el cauce en la zona de cruce. Sin embargo, para calados pequeños la velocidad en el cauce mantiene la dirección de las márgenes (Figura 2.4.16a).

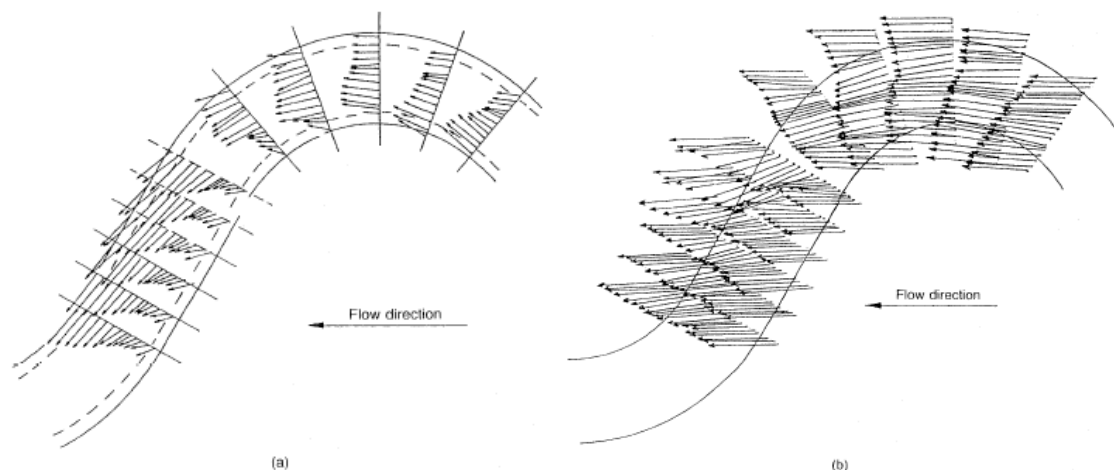


Figura 2.4.16. Distribución de velocidades en planta en el cauce para calados pequeños (a) y calados grandes (b) (Sellin et al, 1993).

Estas medidas de velocidad fueron completadas con inyecciones de tinta en determinados puntos de la curva que confirmaron la expulsión de agua del cauce a la

llanura de aguas abajo. Ervine et al (1994) mostraron fotografías de las líneas de corriente entre la curva y la zona de cruce del cauce y la llanura de aguas abajo que indican el intercambio de caudal entre el cauce y las llanuras.

En las fotos de la Figura 2.4.17 y en el esquema de la Figura 2.4.18 se puede observar como el agua que circula por el cauce en la curva de aguas arriba escapa hacia la llanura de aguas abajo aumentando las velocidades en ésta. La dirección del flujo en la curva no coincide con la de las márgenes del cauce y una gran proporción del caudal escapa a la llanura antes del final de la curva. El resto del flujo escapa debido a la entrada de agua desde la llanura de aguas arriba, principalmente en la zona de cruce entre ambos flujos, en el final de la curva.

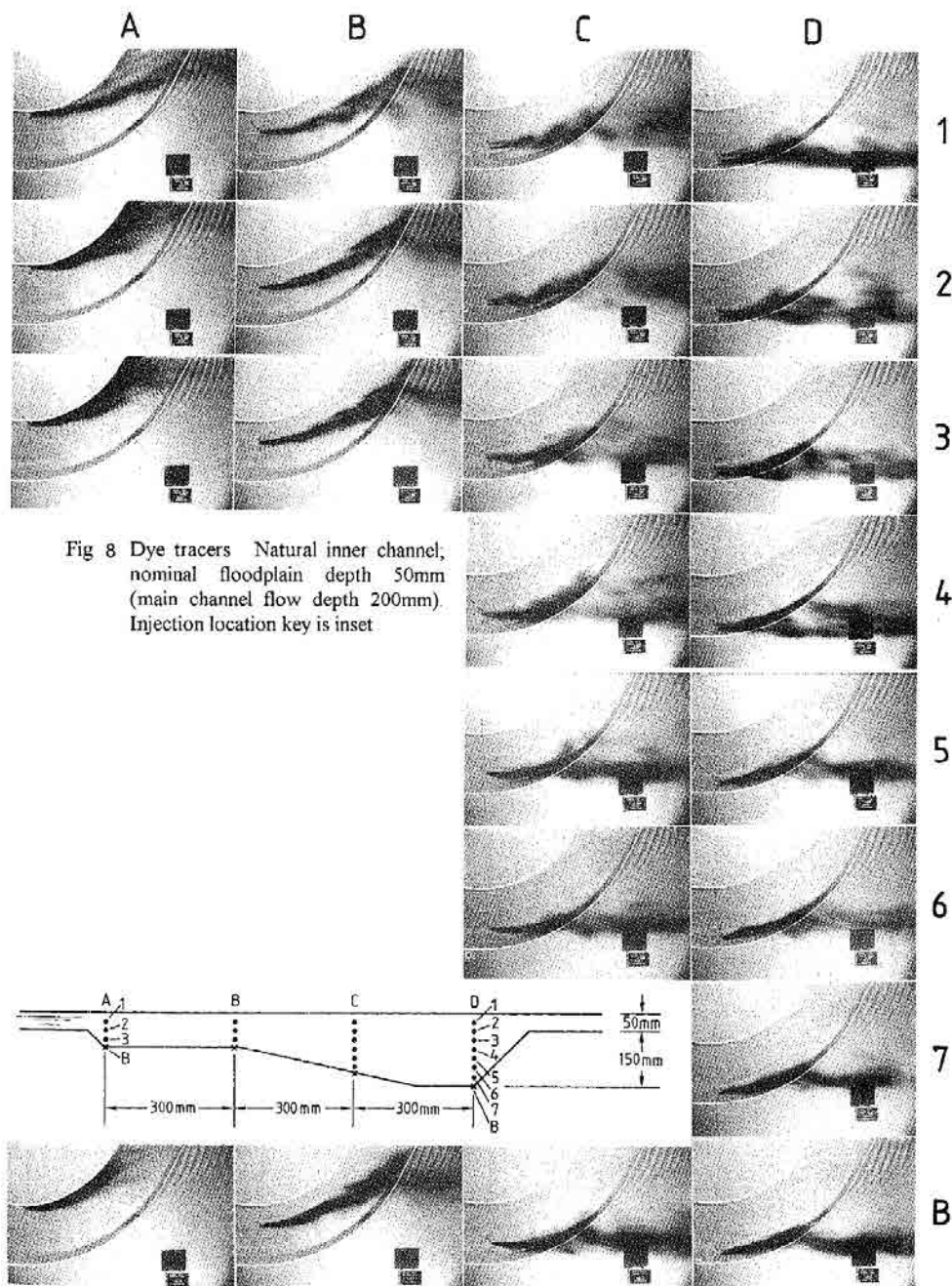


Figura 2.4.17. Líneas de corriente definidas según los trazos de tinta entre la zona de curva y el cruce del cauce y la llanura de aguas abajo.

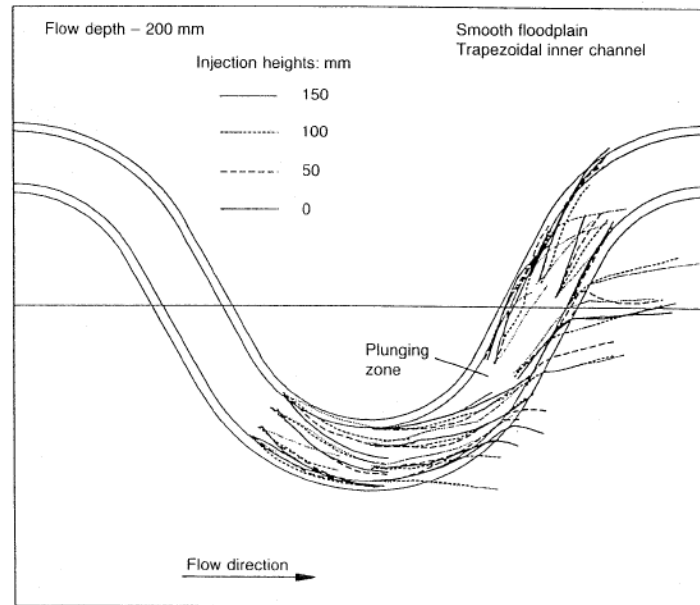


Figura 2.4.18. Representación gráfica de las líneas de flujo en el cauce principal de un cauce meandriforme (Sellin et al, 1993).

Este fenómeno de entrada y expulsión de agua entre el cauce y las llanuras eleva la lámina de agua en las zonas de expansión (entrada de la llanura al cauce) y la deprime en las zonas de contracción (expulsión del cauce a la llanura). Estas zonas se pueden diferenciar en la Figura 2.4.19, donde aguas abajo de la curva el nivel en el cauce se eleva (cota 200) y en la llanura baja (cota 196). El nivel más alto en la llanura se produce en la parte exterior de la curva, debido al estrechamiento por el meandro.

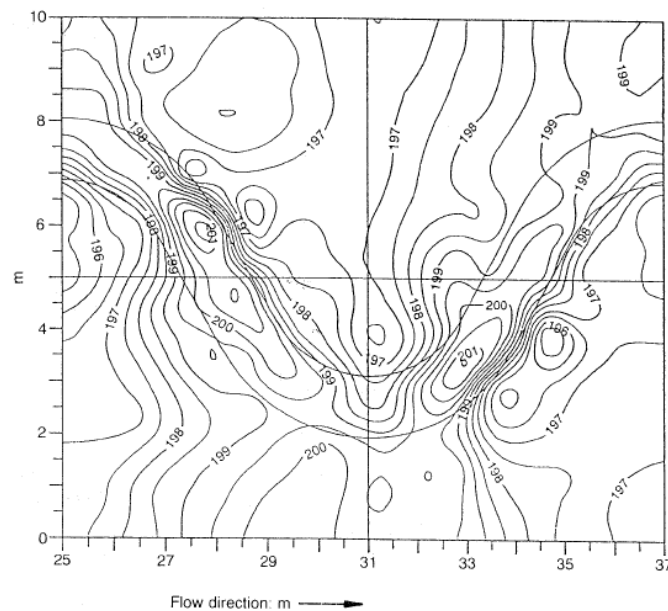


Figura 2.4.19. Curvas de nivel del agua en un cauce con meandros (Sellin et al, 1993).

Debido a la interacción del cauce con el flujo de la llanura, se generan unas corrientes secundarias en la zona de cruce que pueden tener mucha importancia en la capacidad del cauce. Además de estos flujos secundarios, en los cauces meandriformes se generan unos flujos centrífugos en la zona de las curvas. Estas dos celdas de flujos

secundarios giran en sentido contrario y los patrones globales de flujo dependen de la fuerza relativa entre ambas. Si la llanura es relativamente lisa y el calado grande, entonces la capa de corte en la zona de cruce aumenta y puede llegar hasta la curva de aguas abajo, interaccionando con los flujos centrifugos que se establecen aguas abajo de la curva. Estas son las características de los patrones de flujo observados en el FCF por Sellin et al (1993) para cauces meandriiformes con fondo rígido, como se puede ver en la Figura 2.4.20.

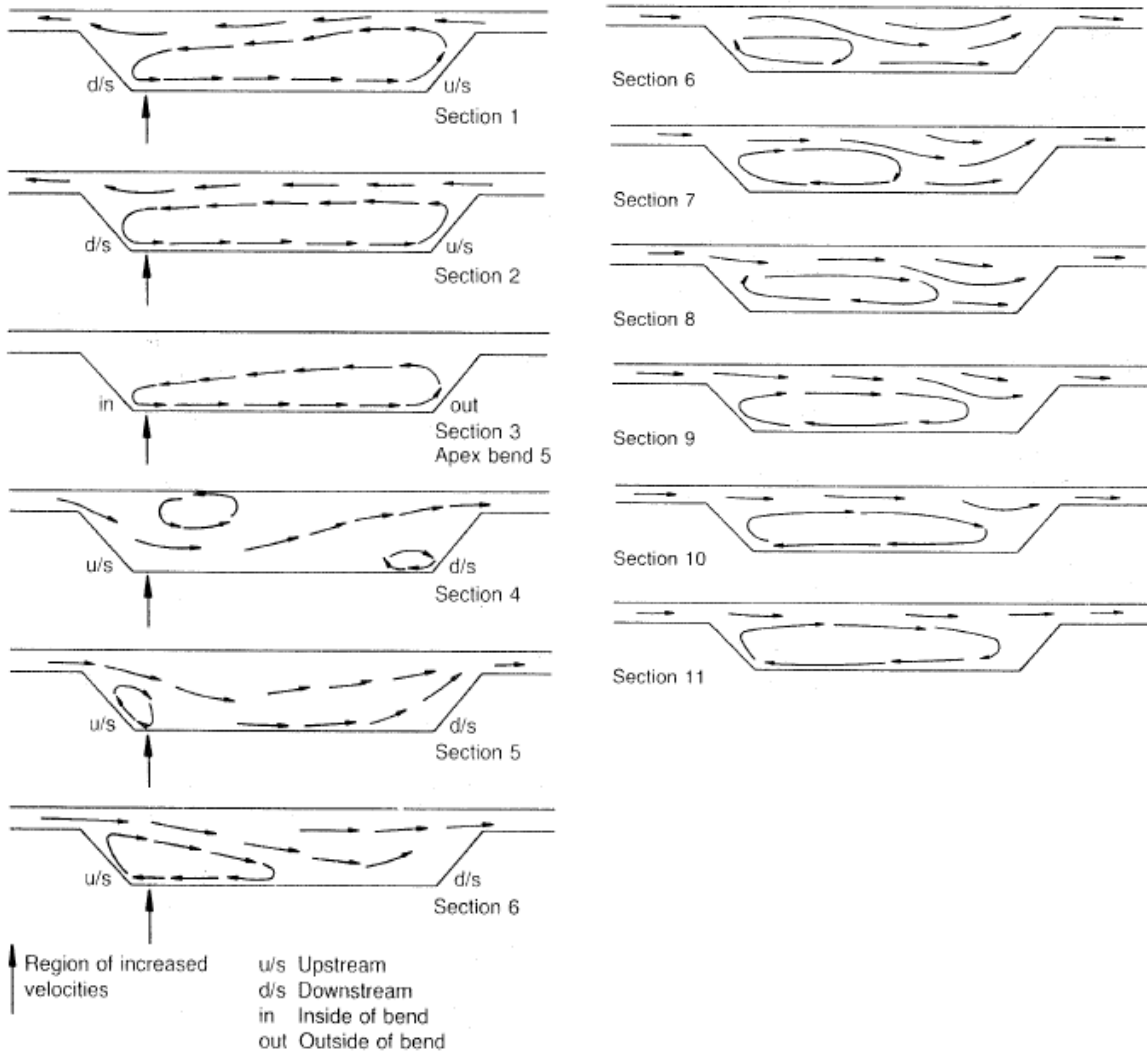


Figura 2.4.20. Diagramas de flujos secundarios en cada una de las secciones de la figura 2.4.15. Vistas hacia aguas abajo (Sellin et al, 1993).

En resumen, el flujo desbordado en cauces meandriiformes es claramente tridimensional y los factores que influyen son muchos y muy diferentes a los de los cauces prismáticos. Sellin et al (1993) esquematizaron todos estos fenómenos en la Figura 2.4.21 que muestra las principales fuentes de pérdidas debidas a la interacción entre el cauce y las llanuras.

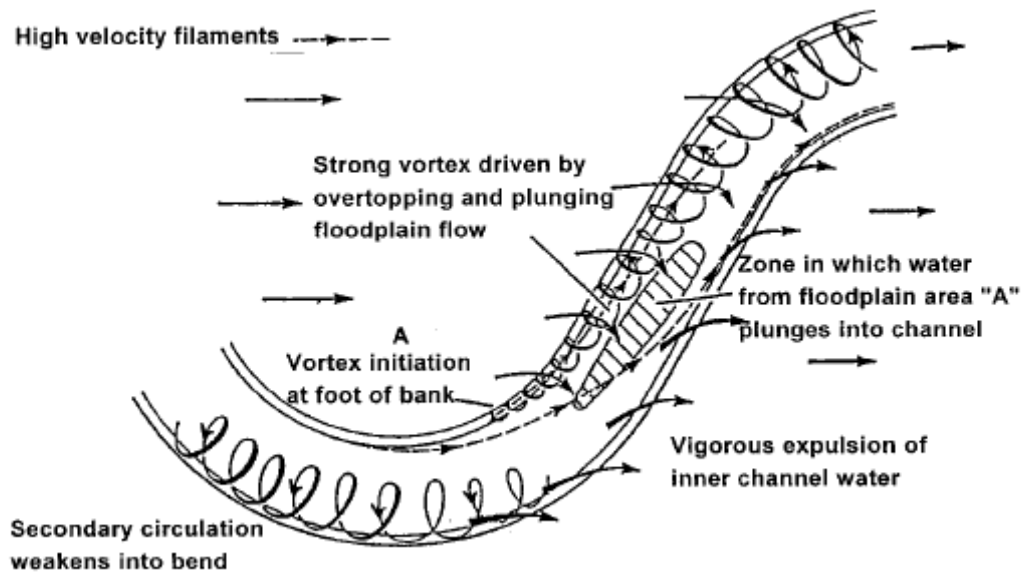


Figura 2.4.21. Mecanismos de fluido en cauces compuestos de planta meandriforme, observados y esquematizados por Sellin et al (1993).

Ervine et al (1993) analizaron los diferentes factores que influyen en la capacidad hidráulica de una sección compuesta cuando el cauce es de planta meandriforme. Estos factores son:

- Sinuosidad del cauce principal
- Rugosidad relativa entre la llanura y el cauce
- Factor de forma del cauce principal
- Ancho de la franja del meandro en relación al ancho total de inundación
- Calado relativo entre llanura y cauce
- Forma de la sección del cauce, natural o dura, incluyendo la pendiente de las márgenes
- Topografía de las llanuras, en especial la pendiente transversal hacia el cauce

Los autores usaron una función basada en el cálculo teórico de la capacidad y en las medidas experimentales, para analizar la influencia de estos factores en dicha función:

$$F^* = \frac{\text{caudal medido experimentalmente}}{\text{caudal teórico considerando sólo la fricción con el contorno}} \quad (2.4.1)$$

El caudal teórico se calcula suponiendo la sección dividida en tres zonas: cauce principal por debajo del nivel de la llanura, llanura dentro de la franja de meandros y llanura fuera de dicha franja. Solo se consideran las pérdidas por rozamiento con el contorno en cada una de estas zonas. Esta función representa la importancia que tienen las pérdidas debidas a cada uno de los factores anteriormente citados respecto a las pérdidas debidas a la fricción con los contornos sólidos exclusivamente. Las principales conclusiones de este estudio fueron:

- Cuanto mayor era la sinuosidad mayor era la importancia de las pérdidas totales respecto a las de fricción
- Al aumentar la rugosidad de las llanuras mayor era la influencia de las pérdidas por rozamiento con los contornos
- Al aumentar el factor de forma del cauce (b/h) mayores eran las pérdidas totales en relación a las debidas a la fricción

- Al aumentar el calado relativo entre llanura y cauce las pérdidas por fricción tenían más importancia
- Una forma dura del cauce aumenta las pérdidas totales en relación a las debidas a la fricción
- La pendiente transversal en las llanuras disminuye las pérdidas no debidas a la fricción aunque reduce la sección hidráulica.

Paralelamente a los ensayos realizados en el FCF, algunos de los autores británicos involucrados en las series B analizaron en pequeños canales de laboratorio el flujo en cauces meandriiformes. Estos estudios sirvieron para contrastar los resultados obtenidos en el FCF a diferente escala. Entre estos trabajos destacan el de **Willetts y Hardwick (1993)**, que utilizaron un fondo de arena para modelar un cauce con formas naturales. Los autores analizaron hasta cuatro sinuosidades diferentes mostrando que cuando el cauce es de sección trapezoidal el factor de fricción total de la sección dependía en gran medida de la sinuosidad incluso para calados grandes en la llanura (ver Figura 2.4.22).

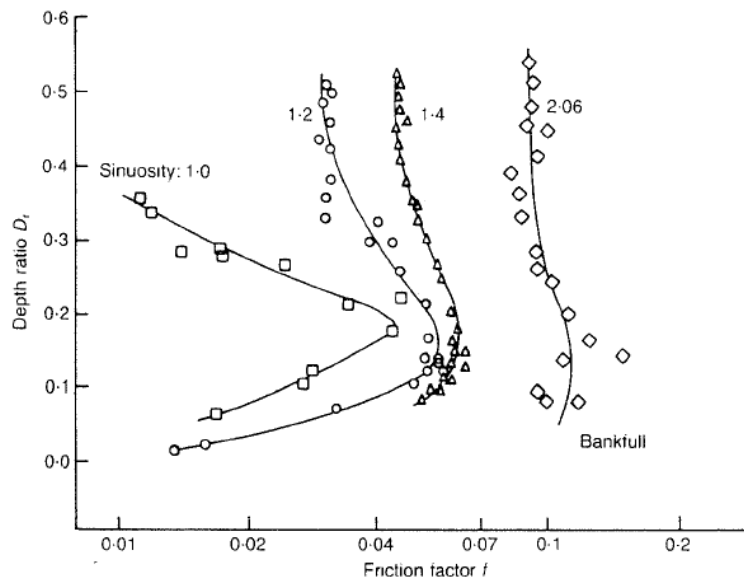


Figura 2.4.22. Valor del factor de fricción de Darcy, en sección completa, para diferentes sinuosidades.

También **Willetts y Rameshwaran (1996)** estudiaron las diferencias entre un fondo duro (trapezoidal) y un fondo natural. En el fondo natural los flujos secundarios se reducían y la interacción con las llanuras disminuye aumentando la capacidad de la sección compuesta respecto al fondo duro. Estos autores también estudiaron la influencia de la rugosidad de las llanuras, mostrando que aunque los flujos secundarios en el cauce variaban ligeramente, las velocidades del cauce sí se reducían.

Todos estos experimentos de laboratorio fueron realizados con geometrías ideales en las que los meandros del cauce se repetían con idéntica sinuosidad y no había variaciones en las llanuras. **Naish y Sellin (1996)** presentaron un estudio del río Blackwater (U.K.) en el que aunque el cauce, trapezoidal y rígido, no repetía la misma geometría en planta entre meandro y meandro. Además las llanuras estaban limitadas por unas motas que circunscribían los meandros, ver Figura 2.4.23. El modelo reducido a escala 1:5 de este río se realizó en el FCF y se extrajeron importantes conclusiones respecto al diferente comportamiento de los cauces ideales ensayados en laboratorio y los cauces reales, naturales o modificados por el hombre.

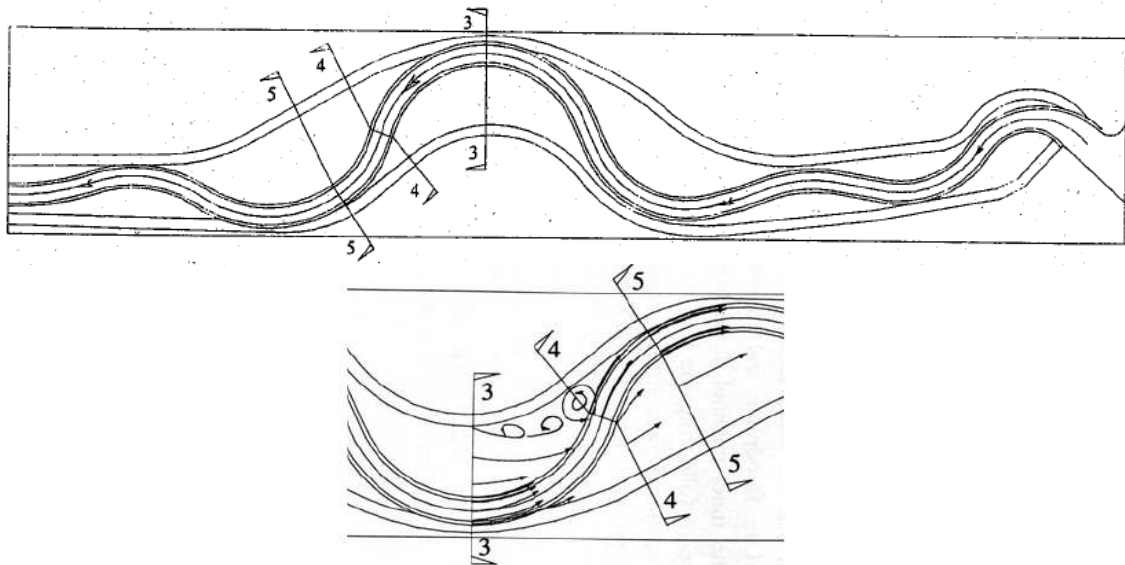


Figura 2.4.23. Geometría en planta del modelo reducido del río Blackwater y líneas de flujo en las tres secciones analizadas (Naish y Sellin, 1996)

Algunos de las medidas analizadas en el modelo del río Blackwater coinciden con las presentadas por Sellin y Giles (1989) en el río Roding, de similares características. El mayor número de medidas, para diferentes calados, diferentes rugosidades en cauce y llanuras y sobre todo diferentes pendientes laterales en las llanuras, permitieron un análisis más profundo del flujo desbordado en este tipo de cauces. Naish y Sellin (1996) observaron que en la sección de cruce la interacción entre el cauce y la llanura no anulaba los flujos secundarios generados en la curva, incluso para llanuras lisas y calados altos. Además observaron que el flujo de la llanura de aguas arriba cruzaba completamente el cauce, pasando a la llanura de aguas abajo. El incremento de rugosidad en las llanuras reducía también las velocidades en el cauce y el aumento de la pendiente lateral en las llanuras aumentaba las velocidades del cauce pero reducía la de las llanuras. La pendiente lateral en las llanuras tiene ciertas ventajas medioambientales y de mantenimiento, pero se observó que aunque para calados desbordados pequeños la sección tiene más capacidad, para calados mayores la pérdida de sección y el aumento de la interacción en la zona de recirculación reducía la capacidad.

Los resultados obtenidos en las series B del FCF han sentado la base de las posteriores investigaciones sobre el flujo desbordado en cauces meandriformes. Varios autores han profundizado en los mecanismos de flujo esquematizados por Sellin et al (1993), entre los que destacan **Shiono y Muto (1998)**. El trabajo de estos autores presenta medidas detalladas de velocidades y de turbulencia en un canal de pequeña escala y sección rectangular. En la Figura 2.4.24 se observa la influencia del calado en la interacción entre el cauce y la llanura y en la dirección de ambos flujos. Cuando el calado en la llanura es pequeño ($Dr = 0.15$), el flujo de la llanura interactúa con el cauce únicamente en la margen de aguas arriba, mientras que al aumentar el calado ($Dr = 0.25$) el flujo de la llanura cruza el cauce hasta incorporarse en la llanura de aguas abajo. Además se puede observar que al aumentar el calado en la llanura las velocidades en esta se igualan e incluso son mayores que las del cauce (Figura 2.4.24-drcha).

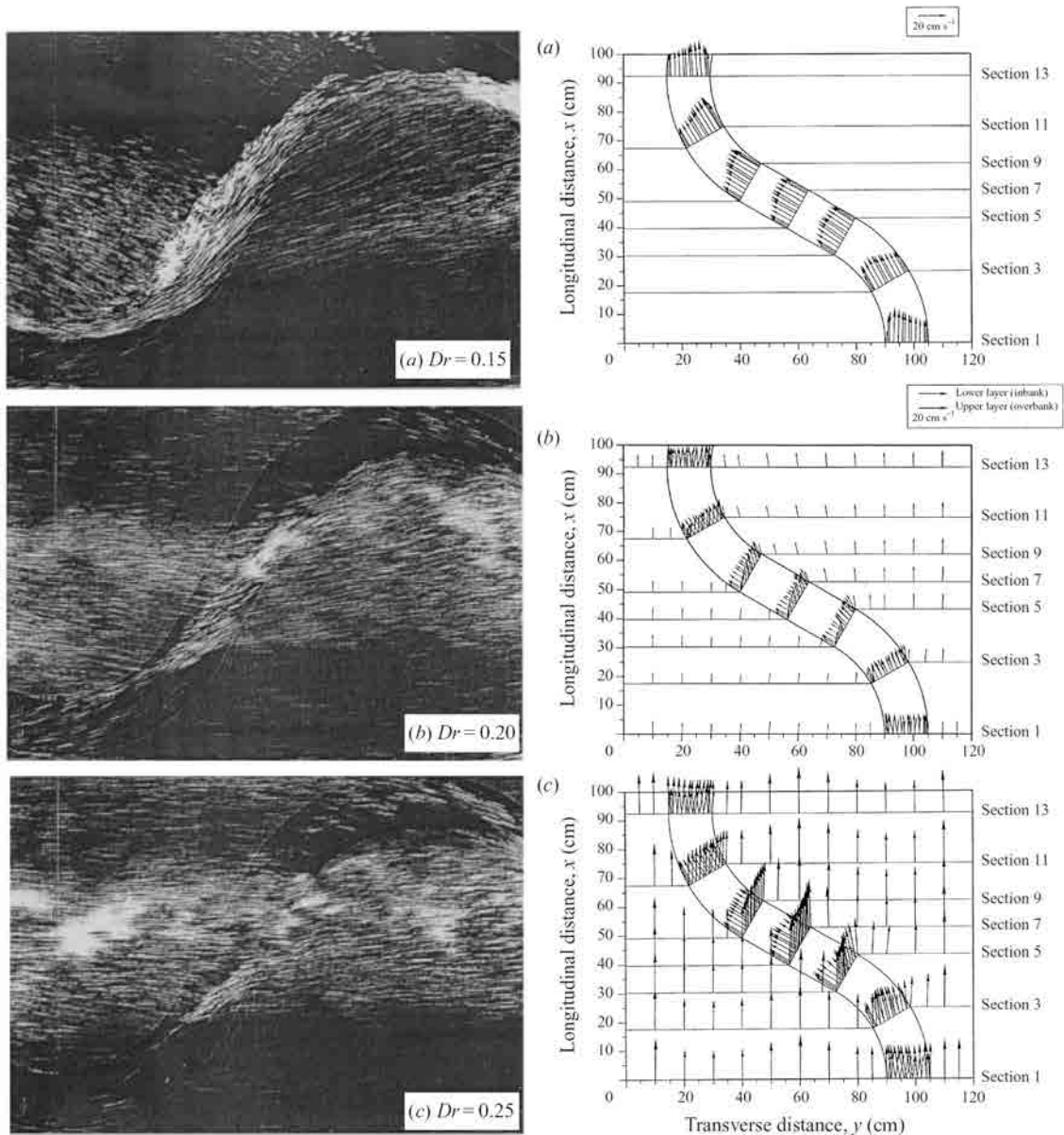


Figura 2.4.24. Imágenes del flujo en la superficie para diferentes calados-izda. Medidas de las velocidades para los casos de cauce lleno y calados relativos, $Dr = 0.15$ y $Dr = 0.5$ - $drcha$. (Shiono y Muto, 1998).

Shiono y Muto (1998) se centraron principalmente en el fenómeno de interacción entre el cauce y la llanura en la zona de cruce. En esta zona se genera una capa de corte entre el flujo de la llanura y el del cauce que tienen direcciones diferentes. Como ya mostraron Toebes y Sooky (1967), el flujo de la llanura genera unos flujos secundarios que anulan los flujos centrifugos creados en la curva, cambiando el sentido de las corrientes secundarias respecto al flujo a cauce lleno. En la Figura 2.4.25 se puede observar que la dirección de las corrientes secundarias en las secciones de la curva (sección 1 y 13) es diferente. También es importante destacar que en el caso de flujo desbordado, en la geometría analizada, la magnitud de la componente transversal de la velocidad es mayor que en el caso del flujo confinado en el cauce. Además, en el caso de mayor calado, es evidente la diferenciación entre el flujo por encima del nivel de cauce completo y por debajo.

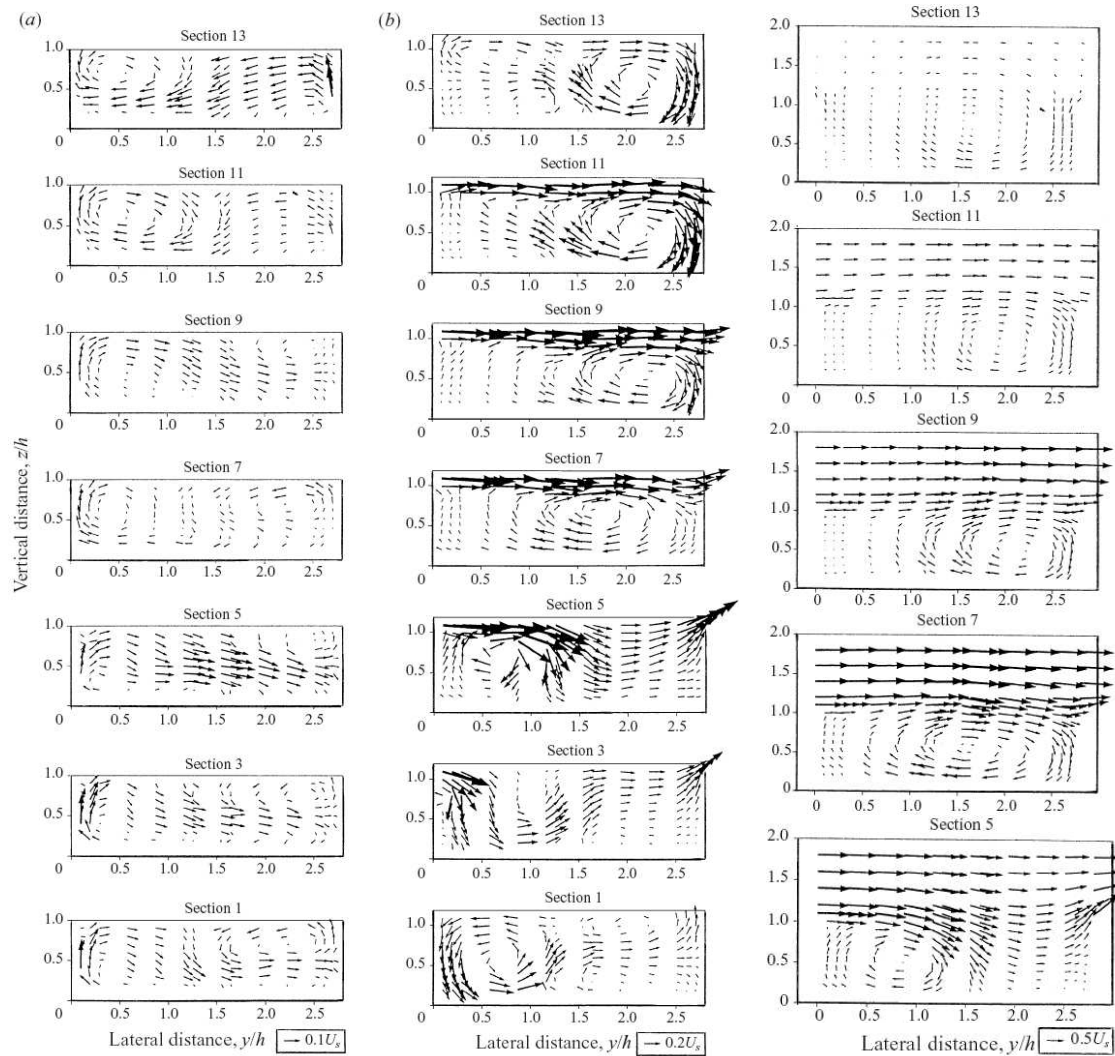


Figura 2.4.25. Vectores de flujos secundarios en los casos de flujo confinado y flujo desbordado con caldos relativos, $Dr = 0.15$ (b) y $Dr = 0.5$ -drcha. (Shiono y Muto, 1998).

Las medidas de las tensiones de Reynolds-uw (Figura 2.4.26) muestran que las tensiones al nivel de la llanura ($y/h = 1.0$) son mayores que en el fondo, aunque de signo negativo. Este resultado indica que la velocidad principal en el cauce bajo el nivel de la llanura es menor que encima y que la transferencia de momentos se produce de la llanura al cauce.

Una de las principales conclusiones del trabajo desarrollado por Shiono y Muto (1998) es que los factores que más importancia tienen en la capa vertical de corte que se genera al cruzar el flujo de la llanura sobre el del cauce son el calado de la llanura y el ángulo θ que forma el cauce meandriforme con la dirección del flujo en la llanura. Sin embargo, en los cauces rectos esta interacción se genera por el gradiente lateral de velocidades. Como se muestra en la figura 2.4.27, el ángulo θ influye en la diferencia de velocidad o de tensión entre las capas superior e inferior del cauce lleno.

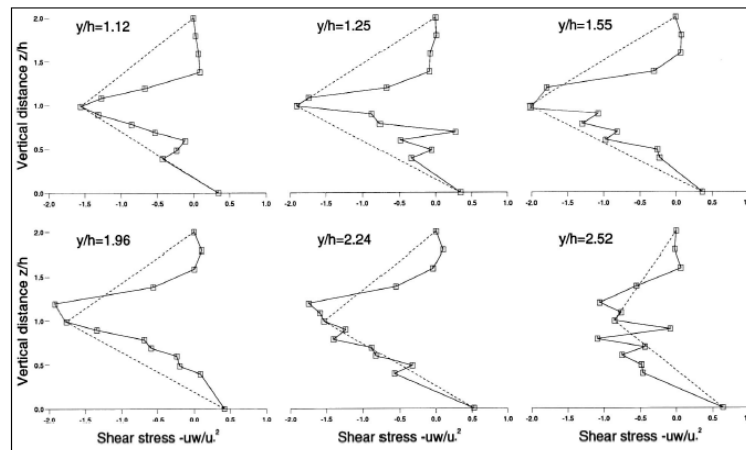


Figura 2.4.26. Distribución vertical de las tensiones de Reynolds en la zona de cruce de cauce y llanura (Shiono y Muto, 1998).

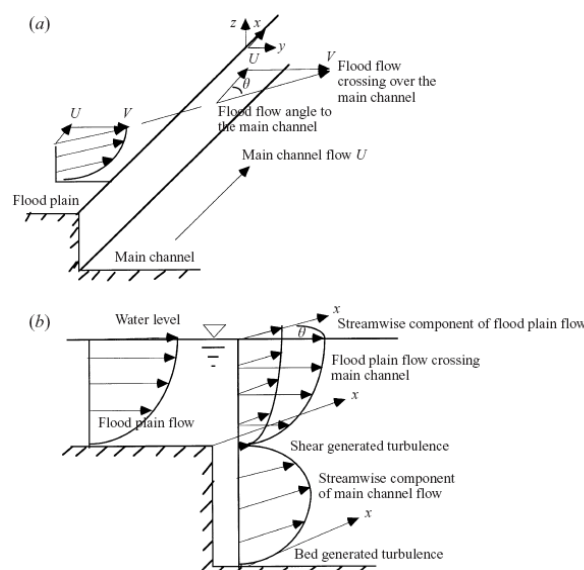


Figura 2.4.27. Esquema de la división del flujo en la componente principal de la corriente en el cauce (Shiono y Muto, 1998).

Todos los datos experimentales analizados hasta el año 2000 fueron tomados en canales con fondo rígido en el cauce, algunos, como por ejemplo el trabajo de Shiono y Muto (1998), fueron realizados en cauces rectangulares, y otros, como los de Willetts y Hardwick (1993), Sellin et al. (1993) y Sellin (1995, 1996) en cauces moldeados con formas más naturales. Sin embargo, en los ríos, el fondo del cauce formado por material granular es generalmente móvil. La geometría de las secciones del cauce cambia y responde a los flujos primarios y secundarios, modificando las estructuras de flujo en la sección, en un proceso interrelacionado. Hay muy pocos trabajos desarrollados en cauces móviles y por esta razón la serie de experimentos con lecho de sedimento de granulometría uniforme, desarrollada en los últimos años en el FCF de UK es de gran importancia. Este trabajo ha sido descrito por Knight et al (1999) en el caso de cauces prismáticos y por Lyness et al (1998) en el caso de cauces meandriiformes.

2.4.2. Influencia de la rugosidad en las llanuras

Sin embargo, en la mayoría de los cauces naturales el material del lecho es graduado, lo que produce fenómenos de acorazamiento y patrones de erosión-

sedimentación de los diferentes tamaños a lo largo del cauce que no se dan en materiales uniformes (no graduados) y las llanuras están vegetadas, aumentando considerablemente su rugosidad. **Loveless et al (2000)** y **Wormleaton et al (2004a, 2005)**, en ensayos realizados en el FCF, analizaron el comportamiento del flujo en cauces meandriformes con fondo móvil con material graduado y observaron la influencia de las formas de fondo en este tipo de flujo. Además en las llanuras se utilizaron elementos que simulaban una rugosidad mayor que la del cauce móvil (Figura 2.4.28a), difiriendo de los estudios realizados anteriormente en los que la rugosidad de las llanuras era igual o menor que la del cauce. Los ensayos se completaron analizando diferentes geometrías en las llanuras, anchas, sinuosas y estrechas (Figura 2.4.79b).

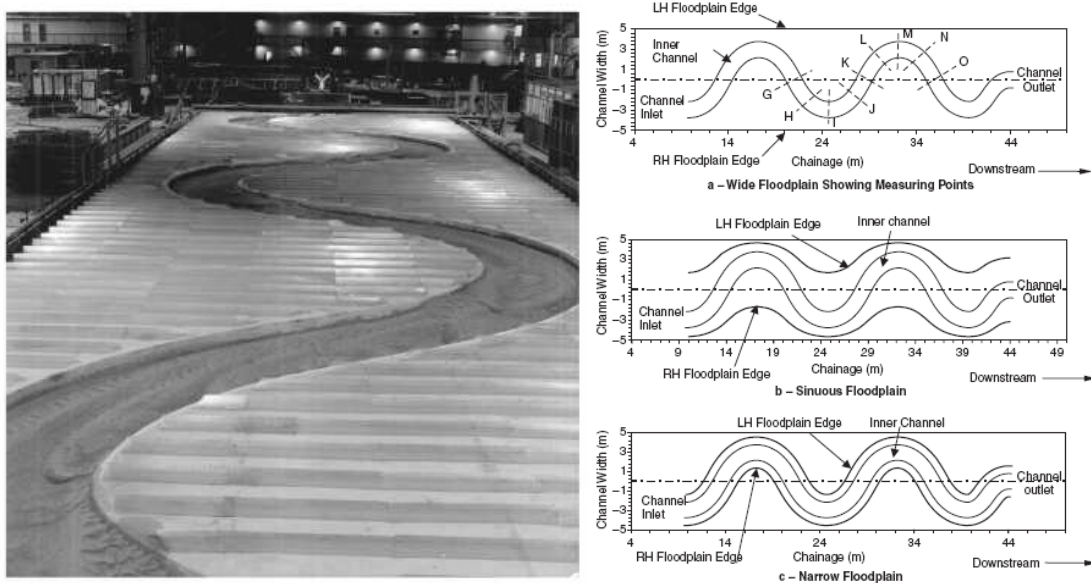


Figura 2.4.28. Fotografía del FCF en los ensayos de fondo móvil y llanuras rugosas (izqda.). Esquema de las tres geometrías en planta estudiadas en las series C (drcha.).

Wormleaton et al (2004) mostraron que si el cauce es móvil, los flujos secundarios en las curvas pueden variar el perfil del fondo, generando una mayor modificación de los propios flujos en un proceso interrelacionado. Cuando el flujo es a cauce lleno, la morfología es similar a la de los ríos naturales, observándose las corrientes secundarias generadas en las curvas, que erosionan la margen exterior (Figura 2.4.29).

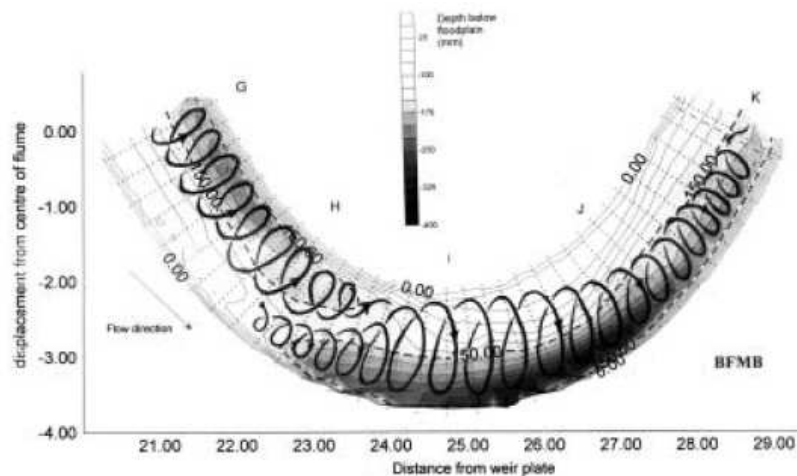


Figura 2.4.29. Perfil de fondo y esquema de flujos secundarios en flujo a cauce lleno (Wormleaton et al, 2004).

Cuando el flujo desborda, la morfología cambia considerablemente, debido a la interacción entre el flujo del cauce y de la llanura que modifica la distribución del flujo, especialmente en la zona de cruce entre dos meandros. Esta interacción genera un flujo secundario contrario al generado en el meandro anterior, contrarrestándolo. En los casos analizados en las series B del FCF (Sellin et al, 1993) y en canales de pequeña escala (Willets y Hardwick, 1993) con llanuras lisas (HOSW), el flujo secundario de la curva es eliminado hasta el siguiente meandro. En los escenarios más reales estudiados por Wormleaton et al (2004a) de LORW (llanuras rugosas y calados pequeños) y de HORW (llanuras rugosas y calados altos), la interacción en la zona de cruce se reduce debido a la poca velocidad de las llanuras, y las corrientes secundarias generadas en el meandro anterior no se anulan (Figura 2.4.30).

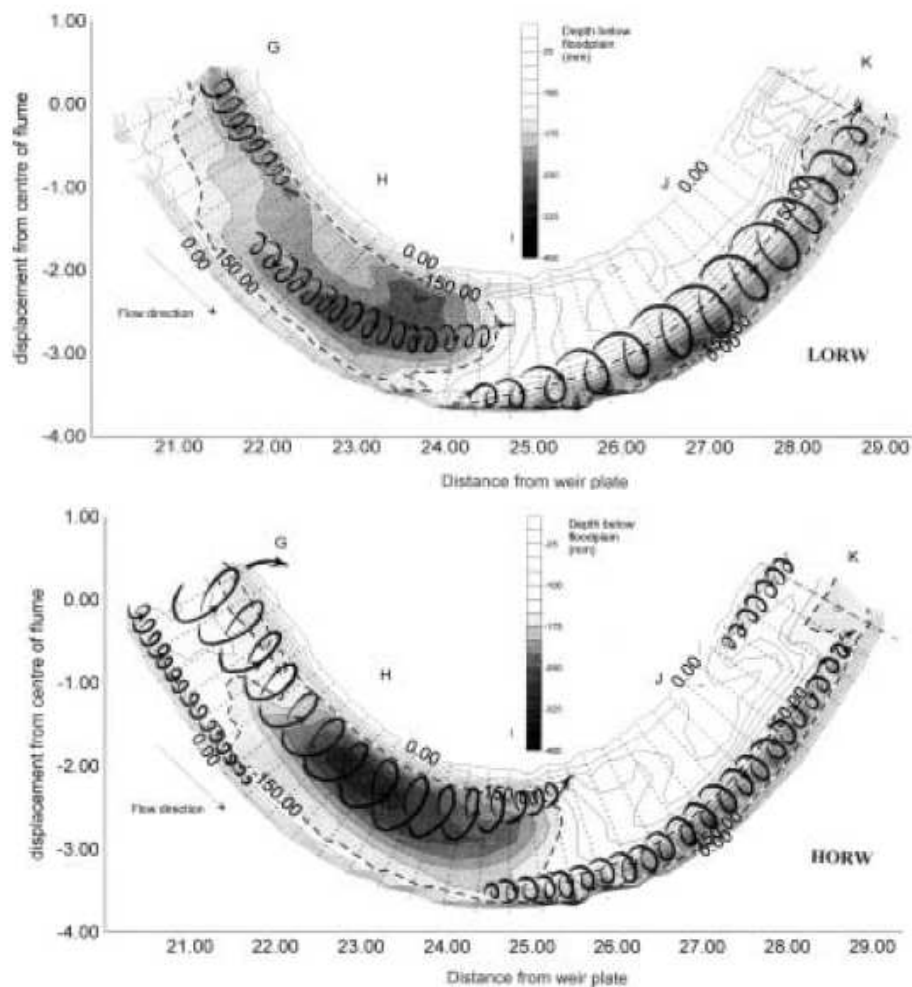


Figura 2.4.30. Perfil de fondo y esquema de flujos secundarios en flujo desbordado para calados pequeños (LORW) y grandes (HORW). (Wormleaton et al, 2004).

Estos resultados se mostraron en secciones donde se puede comprobar como varía la forma de la sección y la distribución de los flujos secundarios cuando el flujo pasa de ser a cauce lleno a desbordado (Figura 2.4.31). A pesar de ser caudales similares (97 l/s-120 l/s) se puede observar como la sección de la curva tiene una forma más suavizada al desbordar y en la sección de cruce se suaviza también la sección.

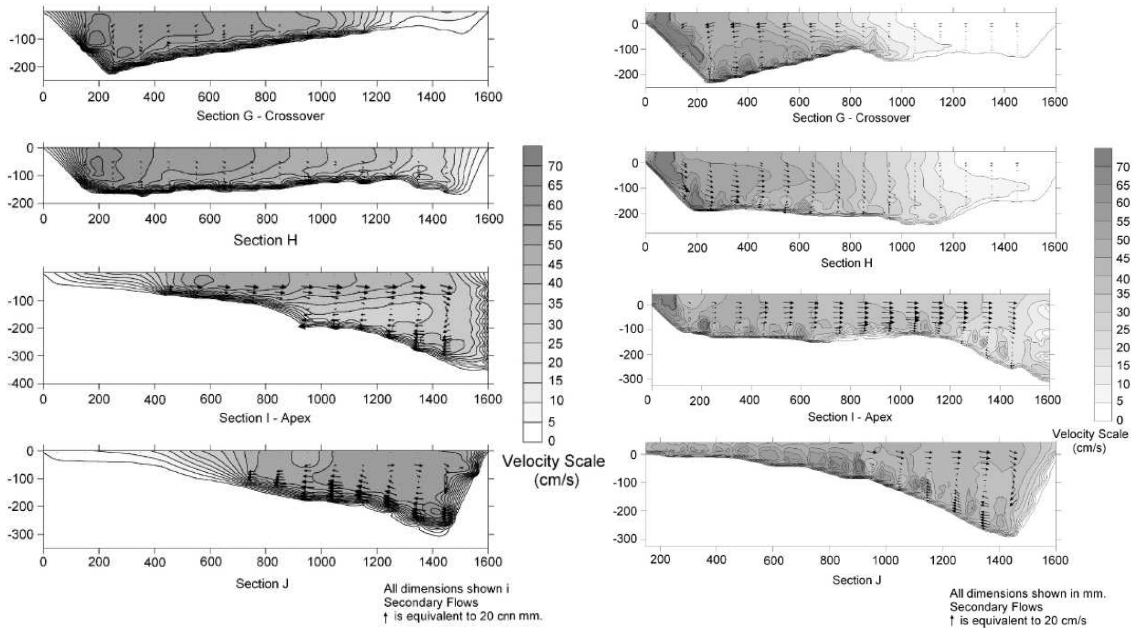


Figura 2.4.31. Secciones y esquema de flujos secundarios en flujo sin desbordar (izda.) y flujo desbordado (drcha.) para calados pequeños (LORW). (Wormleaton et al, 2004).

Uno de los resultados más importantes del trabajo de Wormleaton et al (2004a y 2005) es la comparación con el caso de llanuras lisas que ha sido estudiado por muchos autores. En la figura se observa la geometría del caso de llanuras lisas y llanuras rugosas para calados similares, 0.69 m y 0.75 m respectivamente, pero caudales muy diferentes, 450 l/s y 164 l/s. Se puede comprobar que en el caso de llanuras rugosas el flujo de la llanura tiene la misma magnitud que el del cauce y la interacción es menor, especialmente en la línea horizontal que separa la llanura y el cauce.

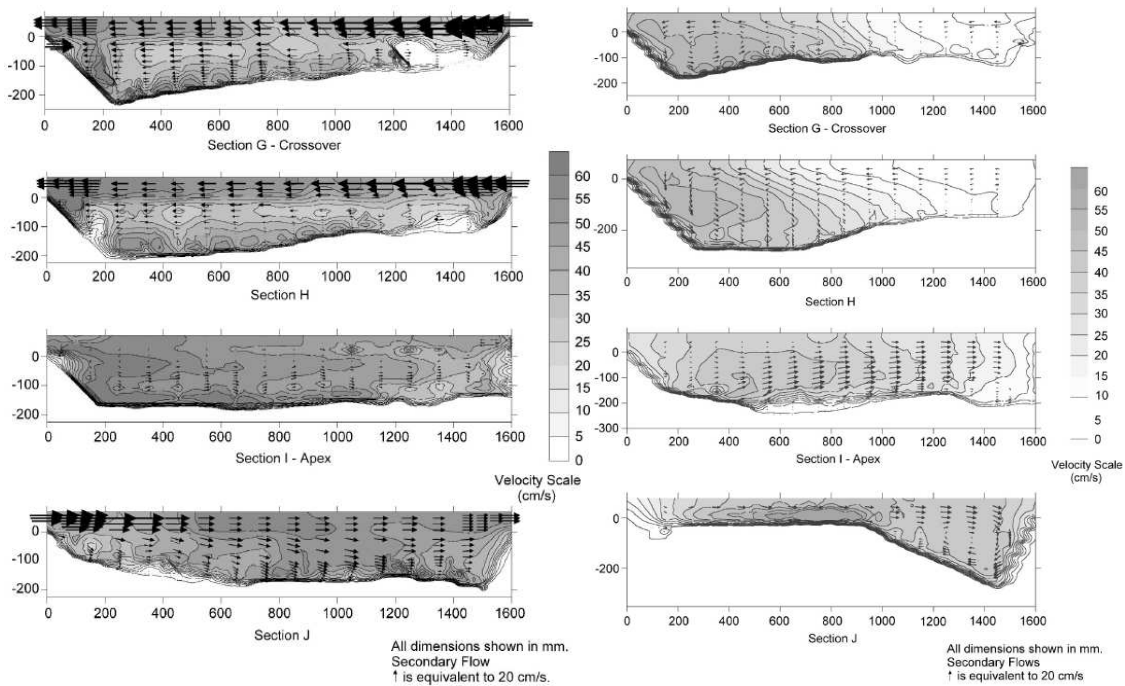


Figura 2.4.32. Secciones y esquema de flujos secundarios en flujo desbordado para calados grandes con llanuras lisas (HOSW) y rugosas (HORW). (Wormleaton et al, 2004).

Además, los autores compararon los resultados obtenidos con los de Sellin et al (1993) para llanuras lisas pero con fondo rígido, y concluyeron que cuando la llanura es rugosa, la interacción en la zona de cruce es menos intensa permitiendo que la circulación centrífuga en el meandro de aguas abajo se desarrolle antes. En la Figura 2.4.32 Wormleaton et al. (2005) mostraron que la fuerza y la dirección de la circulación neta podrían tener consecuencias importantes en la morfología del fondo en la zona del meandro.

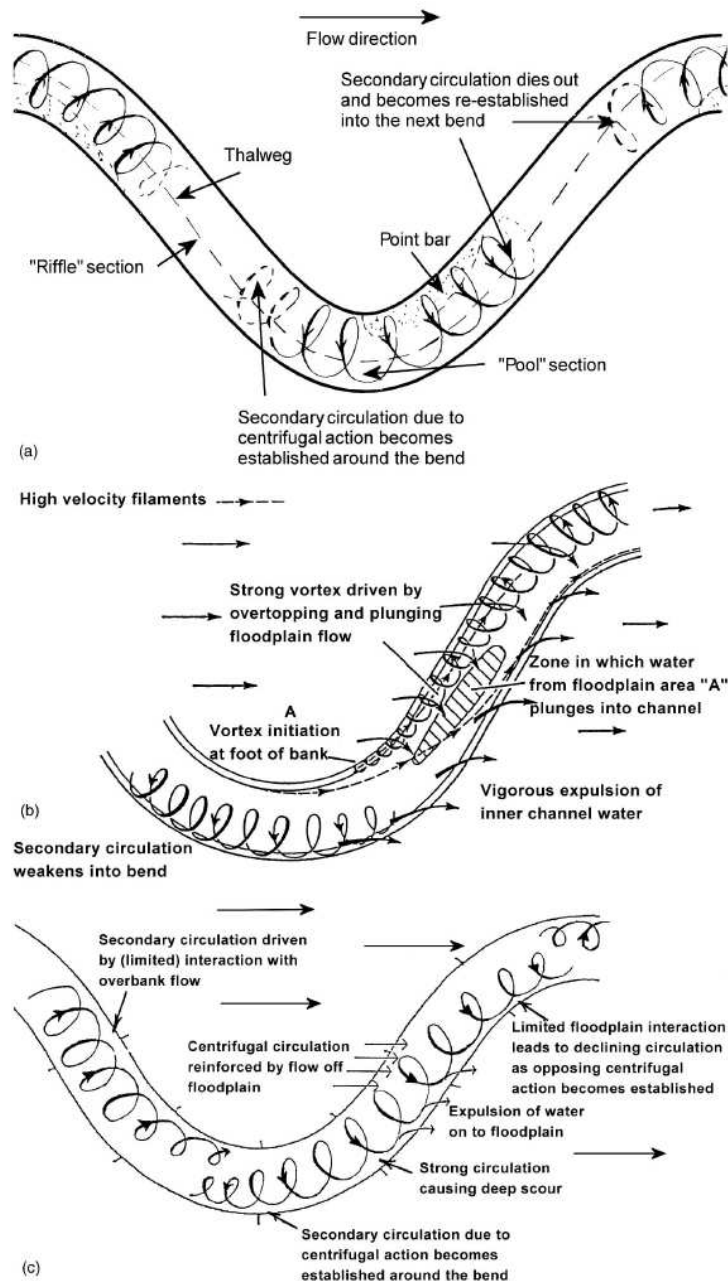


Figura 2.4.33. Esquemas del flujo en cauces meandriiformes en los casos de flujo a cauce lleno (a), flujo desbordado con llanuras lisas (b) y con llanuras rugosas (c). (Wormleaton et al, 2005).

Por último, Wormleaton et al (2004a y 2005) mostraron la dirección y magnitud de los vectores de velocidad en planta para todas las geometrías analizadas entre las que se incluyen las llanuras sinuosas y estrechas. Se puede observar como en estos dos últimos

casos la interacción entre el flujo de las llanuras y del cauce es menor en la zona de cruce lo que permite la generación de las corrientes centrifugas en las curvas. Esto es debido a que el flujo en la llanura es casi paralelo al del cauce como ocurre en los casos prismáticos. Este hecho reduce las pérdidas en el cauce aumentando, para el mismo calado el caudal del cauce en el caso estrecho (HORN), lo que provoca que aunque en el caso sinuoso (HORS) el caudal total disminuye, en el caso estrecho el caudal total es practicamente el mismo que en el caso ancho (HORW).

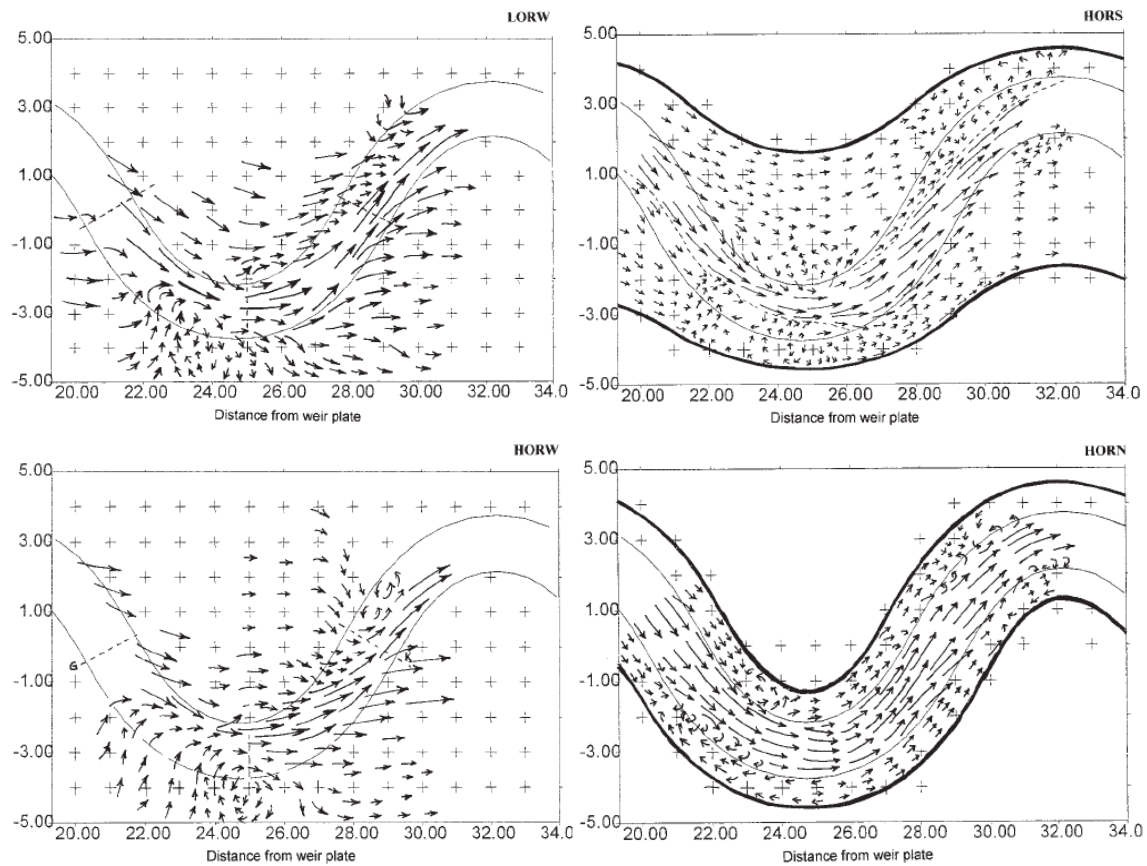


Figura 2.4.34. Vectores de velocidad en la superficie para los casos de llanuras anchas (LORW y HORW), llanuras sinuosas (HORS) y llanuras estrechas (HORN). (Wormleaton et al, 2004a).

A raíz de estos trabajos, se desarrolló un método de cálculo de la capacidad en cauces meandriiformes que tenía en cuenta estas importantes conclusiones, sobre todo en lo referente a la interacción del cauce y la llanura. El método de **Wormleaton et al (2004b)** incluía el efecto de la rugosidad de las llanuras mediante la separación vertical entre cauce y llanuras. En esta línea **Martín-Vide y López-Querol (2004)** también presentaron un método para cauces meandriiformes con llanuras rugosas que utilizaba la separación vertical entre el cauce y las llanuras. El método de Martín-Vide y López-Querol se aplicó a unos ensayos que simulaban la vegetación en las llanuras por medio de elementos flexibles que disminuían la resistencia al flujo una vez estaban sumergidos (Figura 2.4.35). La rugosidad de las llanuras variaba entre 2 y 4 veces la del cauce, y aunque el calado en las llanuras era mayor que el de cauce lleno la separación vertical entre el cauce y llanuras dio buenos resultados. Ambos métodos, el de Wormleaton et al (2004b) y el de Martín-Vide y López-Querol (2004), incluyen la fuerza aparente de corte en la línea de separación entre cauce y llanuras.



Figura 2.4.35. Cauce meandriforme con vegetación flexible (Martín-Vide y López-Querol, 2004).

Martín-Vide y López-Querol (2004) mostraron a partir de los datos, que cuando la relación de calados es grande (mayor de 0.5) la fuerza de interacción entre el cauce y la llanura tiene poca importancia en la resistencia total al flujo en cauces meandriformes. En la Figura 2.4.36 se puede observar la magnitud del término de transferencia de momentos y la de ese término más la fuerza de interacción por unidad de peso, F .

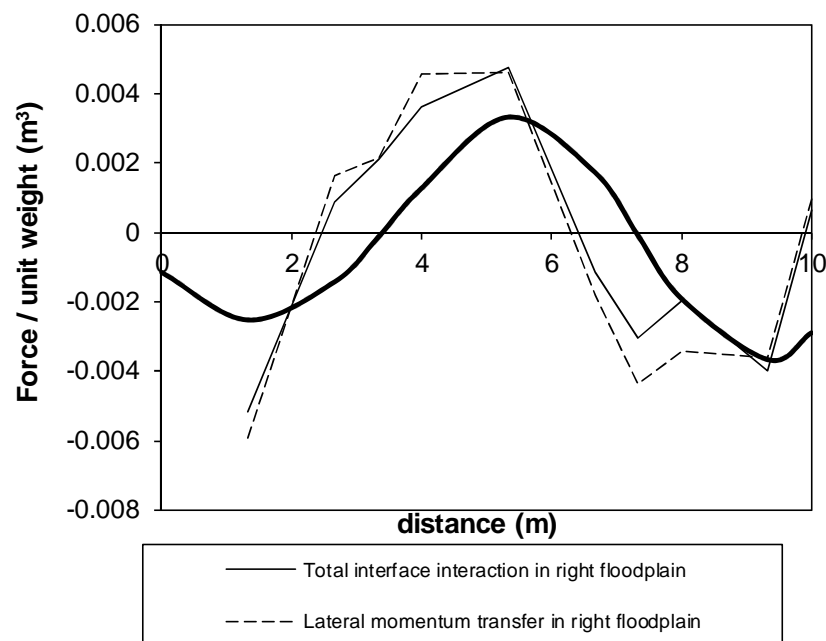


Figura 2.4.36. Magnitud del término de transferencia de momentos y de la fuerza de interacción turbulenta a lo largo de la longitud del cauce meandriforme (Martín-Vide y López-Querol, 2004).

2.5. Métodos de cálculo de la capacidad hidráulica en cauces meandriformes

El mecanismo de interacción entre el cauce y la llanura en los cauces meandriformes es muy diferente que en los cauces prismáticos, por lo que se requieren ciertas modificaciones en los métodos utilizados para determinar la capacidad hidráulica del canal. Como en los cauces prismáticos, la mayoría de los métodos subdividen la sección (DCM), aunque utilizan diferentes líneas de división para incluir el mecanismo de corte. Generalmente, en cauces meandriformes los métodos de división asumen una línea de separación horizontal entre el cauce confinado y la llanura. La llanura se divide a su vez en la franja interior del meandro y la zona exterior donde no hay interacción con el cauce. El caudal en cada subsección se calcula por separado y se suman para dar el caudal total. Algunos de los métodos que utilizan esta hipótesis son los de Ervine y Ellis (1987), James y Wark (1992), Wark et al. (1994) y Greenhill and Sellin (1993).

Aunque el trabajo del U.S.A.C.E. (1956) en un canal con cauces pequeños, en los que el ancho de las llanuras era más de 3 veces la franja de meandros, demostró que el efecto de la sinuosidad en la capacidad hidráulica es poco significativo, en la mayoría de los cauces, especialmente cuando los calados son pequeños, la sinuosidad produce una reducción considerable del caudal transportado.

El flujo en cauces compuestos sinuosos es, en esencia, diferente al flujo en cauces rectos. El agua no fluye principalmente en una única dirección, la del cauce o las llanuras, mezclándose únicamente en la interfaz cauce/llanuras, si no que se produce un intercambio en las tres dimensiones desde la llanura al cauce y viceversa. Este intercambio de caudal, que depende de la geometría de la sección del cauce y en particular del factor de forma del cauce y la llanura, es mayor en las regiones de cruce donde el flujo de la llanura atraviesa el flujo del cauce, generándose una zona localizada de derramamiento. El derramamiento del flujo de la llanura es más fuerte cerca de la línea central del cauce principal, produciendo fuertes corrientes secundarias que aumentan la magnitud de las del lado convexo del vértice de la curva. Los flujos secundarios inducidos por el derramamiento giran en sentido opuesto a los que se observan en el caso de flujo confinado en el cauce, y disminuyen rápidamente justo aguas debajo de los vértices de la curva donde el flujo es expulsado hacia la llanura de aguas abajo. El intercambio de caudal entre el cauce y la llanura está acompañado por la aparición de las máximas intensidades turbulentas en la llanura de aguas abajo y en la cara interior de la curva del cauce principal. Además, las diferentes direcciones del flujo en el cauce, que principalmente sigue la dirección de las paredes laterales del cauce, y el flujo en la llanura, que tiende a seguir la dirección del valle, facilita el desarrollo de una capa de corte horizontal a nivel del cauce completo. La intensidad de esta capa es más pronunciada en las secciones de cruce donde las direcciones del cauce y del flujo desbordado están más desviadas.

La dificultad para predecir las curvas de calado-caudal en cauces compuestos de planta meandriforme radica sobre todo en la dificultad de cuantificar las fuentes de disipación de energía y relacionar sus efectos con el comportamiento de cauces con diferentes características hidráulicas y geométricas.

Métodos que consideran la sección completa

Método de Shiono et al:

Shiono et al (1999), basándose principalmente en datos de un canal de pequeña escala, establecieron que el caudal total en flujo desbordado en cauces meandriformes dependía de los siguientes grupos dimensionales:

$$\psi \left\{ \left(\frac{VR}{v} \right), s, S_{fp} \left(\frac{gR^3}{v^2} \right) \right\} \quad (2.5.1)$$

A partir de los que modificaron la ley de Darcy-Weisbach para tener en cuenta los efectos de la sinuosidad del cauce:

$$\frac{VR}{v} s = 10.012 \left(\frac{gR^3 S_{fp}}{v^2} \right)^{0.541851} \quad (2.5.2)$$

Con esta ecuación se obtiene la velocidad media en la sección completa, pudiéndose calcular el caudal total como:

$$Q_t = VA \quad (2.5.3)$$

Este método no tiene en cuenta la resistencia al flujo adicional en el caso de llanuras rugosas, siendo sólo válido para llanuras lisas. Además, al haberse obtenido el coeficiente y el exponente del segundo término de forma estadística es muy probable que sólo sea válido para las tres sinuosidades analizadas (1.092, 1.372 y 1.571).

Otros métodos:

Otros autores han tratado la sección compuesta en cauces meandriformes como en el SCM, por ejemplo **Rameshwaran y Willetts (1999)** y **Ervine y Mac Leod (1999)**. Ambos métodos son esencialmente empíricos, a partir de datos de canales de laboratorio principalmente, Rameshwaran y Willetts derivan una relación en la que expresan la rugosidad equivalente de Nikuradse para la sección completa en términos de 10 cantidades adimensionales que tienen en cuenta la geometría del canal y las características hidráulicas. Ervine y Mac Leod definen el parámetro F^* = caudal real/caudal teórico calculado con el DCM pero teniendo en cuenta solo la fricción del fondo. Usan una red neuronal para determinar F^* en función de nueve parámetros adimensionales del canal.

Métodos que dividen la sección en zonas

Método de Toebes y Sooky:

Los primeros métodos de cálculo del caudal en cauces compuestos con planta meandriforme consideraban la sección total y aplicaban una fórmula tradicional de

resistencia al flujo, Chezy, Manning o Darcy-Weisbach. Fueron **Toebes y Sooky (1967)** los primeros que recomendaron dividir la sección en franjas horizontales separadas a la altura del cauce completo. Si las sub-secciones, cauce debajo de las llanuras y llanuras, se tratan como zonas independientes sin interacción entre ellas, el caudal total se obtiene sumando los caudales de cada sub-sección. Aunque los métodos de división en zonas resuelven los problemas de la discontinuidad en las curvas caudal-calado al nivel del cauce completo, fallan por que no tienen en cuenta otros fenómenos asociados con la interacción entre el cauce y las llanuras en el flujo meandriforme, dando errores de hasta el 30 % en la predicción del caudal en este tipo de cauces.

Toebes y Sooky incluyen la superficie horizontal de contacto entre el cauce principal y el cauce por encima de la llanura en el perímetro mojado para de esta manera tener en cuenta las pérdidas producidas por la tensión aparente. El efecto de la tensión aparente se tiene en cuenta restando una longitud T al perímetro mojado en la llanura y sumándolo en el cauce. La expresión del caudal total queda:

$$Q_t = \frac{Q_f}{(1 + (T - b) / P_f)^{1/2}} + \frac{Q_{bf}}{(1 + T / P_c)^{1/2}} \quad (2.5.4)$$

donde

$$Q_i = A_i \left[8g \frac{R_i S_o}{f_i} \right]^{1/2} \quad (2.5.5)$$

Hay que reseñar que el caudal de la llanura se debe calcular considerando la superficie horizontal de contacto con el cauce en el perímetro mojado. Por esta razón se resta b en el denominador. Toebes y Sooky presentan una tabla de valores de T en función de la pendiente y del calado en la llanura, ver Figura 2.5.1.

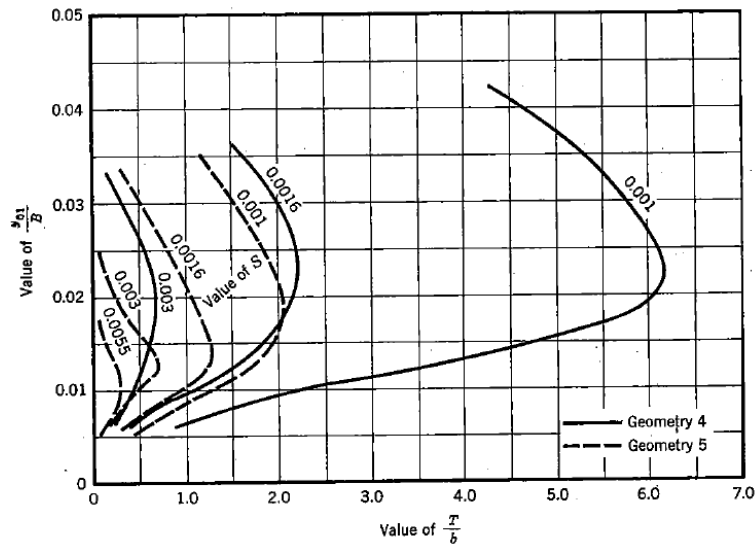


Figura 2.5.1. Valores de T/b según la pendiente, frente al calado en la llanura, y/B . (Toebes y Sooky, 1967).

En cauces meandriformes con llanuras de inundación, **Fread (1976)** desarrolló un modelo numérico en diferencias finitas que tenía en cuenta el caudal de intercambio entre el cauce y las llanuras pero que no incluía ningún tipo de interacción turbulenta.

Método de Ervine y Ellis:

Ervine y Ellis (1987) describieron un método para estimar el caudal en cauces compuestos de planta meandriforme mediante la consideración de cinco fuentes de pérdidas de energía:

- 1) la pérdida de carga debida a la fricción con el perímetro mojado del cauce principal,
- 2) la resistencia al flujo en el perímetro de la llanura, considerando la vegetación emergente que pudiera contener,
- 3) la resistencia debida a los flujos secundarios en las curvas inducidos por las fuerzas centrífugas, usando el modelo de Chang (1983),
- 4) la resistencia al flujo debida a las componentes del flujo de las llanuras que cruzan el flujo del cauce produciendo expansiones y contracciones, y
- 5) la resistencia debida a las tensiones turbulentas que se producen en la interfaz entre el flujo más rápido del cauce y el más lento de la componente de las llanuras paralela al cauce.

En este método, Ervine y Ellis (1987) dividían la sección en tres áreas que se consideraban separadamente en las pérdidas de carga. Este método de división separa el flujo en el flujo del cauce por debajo del nivel de cauce lleno (zona A), el flujo en la llanura dentro del ancho del meandro (zona B) y el flujo de la llanura fuera de la zona de meandro (zona C), como se puede observar en la Figura 2.5.2, James y Wark (1992) usaron una hipótesis hidrodinámica similar incorporando esta división de zonas en un método de cálculo.

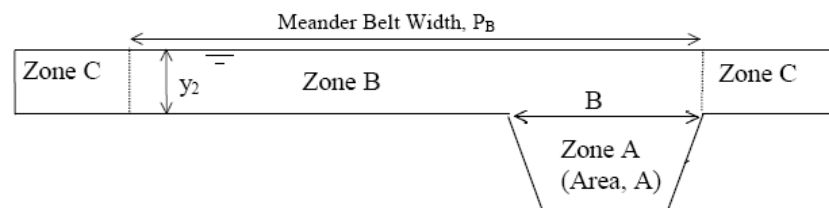


Figura 2.5.2. División en zonas en cauces compuestos de planta meandriforme.

Método de James y Wark:

James y Wark (1992) usaron un método empírico para determinar el flujo en el cauce confinado, basado en el calado sobre la llanura y la rugosidad relativa entre el cauce y las llanuras. El método determina el flujo en la zona de la llanura afectada por los meandros, permitiendo las pérdidas por expansión y contracción del flujo de la llanura cuando entra y sale del cauce. Los autores partían de la división en las zonas definidas por Ervine y Ellis (Figura 2.5.2) y calculaban el caudal separadamente en cada zona según unos coeficientes empíricos ajustados con los experimentos:

El caudal en el cauce principal:

$$Q_1 = Q_{bf} Q_1' \quad (2.5.6)$$

Donde el factor de ajuste (Q_1') es el mayor valor de:

$$\begin{aligned} Q_1' &= 1.0 - 1.69y' \\ &\quad \text{ó} \\ Q_1' &= my' + Kc \end{aligned} \quad (2.5.7)$$

Donde los parámetros m , c , K e y' son parámetros empíricos definidos como:

$$\begin{aligned} m &= 0.0147 \frac{B^2}{A} + 0.032 \frac{f_f}{f_c} + 0.169 \\ c &= 0.0132 \frac{B^2}{A} - 0.302s + 0.851 \\ K &= 1.14 - 0.136 \frac{f_f}{f_c} \\ y' &= \frac{y_f}{(A/B)} \end{aligned} \quad (2.5.8)$$

Donde B es el ancho del cauce a la altura de la llanura, A es el área del cauce principal, f_f es el factor de fricción de Darcy-Weisbach de la llanura, f_c el del cauce, y y_f es el calado en la llanura.

El caudal en la llanura dentro de la franja de meandros:

$$Q_2 = A_2 V_2 \quad (2.5.9)$$

Donde la velocidad media, V_2 viene dada por la expresión:

$$V_2 = \left(\frac{2gS_o L}{(f_2 L)/(4R_2) + F_1 F_2 K_e} \right)^{1/2} \quad (2.5.10)$$

Los factores F_1 , F_2 y K_e son factores de ajuste empíricos que fueron ajustados a partir de los datos del FCF y del canal de pequeña escala de Aberdeen (Kiely, 1990), quedando expresados como:

$$\begin{aligned} F_1 &= 0.1B^2 / A & \text{para } B^2 / A < 10 \\ F_1 &= 1.0 & \text{para } B^2 / A \geq 10 \end{aligned} \quad (2.5.11)$$

$$F_2 = s / 1.4 \quad (2.5.12)$$

$$\begin{aligned} F_1 &= 0.1B^2 / A & \text{para } B^2 / A < 10 \\ F_1 &= 1.0 & \text{para } B^2 / A \geq 10 \end{aligned} \quad (2.5.13)$$

El caudal en la llanura fuera de la franja de meandros:

$$Q_3 = A_3 V_3$$

$$V_3 = \left(\frac{8gS_o R_3}{f_3} \right) \quad (2.5.14)$$

Método de Greenhill y Sellin:

Greenhill y Sellin (1993), basándose en la fórmula de Manning-Strickler, intentaron reducir el número de zonas pero encontraron que la mejor solución se obtenía con la división en las tres zonas mencionadas pero considerando que la línea que separa la zona B y la zona C forma 45° con la horizontal. El caudal total, Q_t , se obtuvo sumando los caudales de cada zona:

$$Q_t = \frac{1}{n_A} S_c^{1/2} R_A^{2/3} A_A + \frac{1}{n_B} S_c^{1/2} R_B^{2/3} A_B + \frac{1}{n_C} S_f^{1/2} R_C^{2/3} A_C \quad (2.5.15)$$

donde S_c y S_f son las pendientes del cauce y de la llanura respectivamente, A es el área de flujo, R es el radio hidráulico, y n es el coeficiente de rugosidad de Manning. Los subíndices A, B y C indican la zona a la que se aplica cada parámetro. Para tener en cuenta la inclinación de 45° entre las zonas B y C (ver Figura 2.5.39), el área y el perímetro de la zona B se puede calcular como:

$$A_B = A_{mb} + (H - h)$$

$$P_B = P_{mb} + 2\sqrt{2}(H - h) \quad (2.5.16)$$

donde A_{mb} y P_{mb} son el área y el perímetro mojado de la zona de meandros, con separaciones verticales, H es el calado total y h es el calado para cauce lleno.

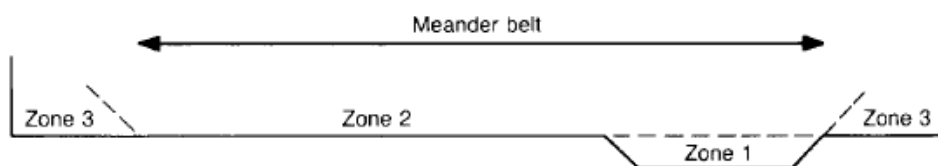


Figura 2.5.3. División en zonas propuesta por Greenhill y Sellin (1993).

Greenhill y Sellin tuvieron en cuenta las pérdidas en el cauce y en la llanura dentro del meandro, ajustando el perímetro mojado para incluir la línea de separación horizontal en los cálculos del flujo. También usaron la pendiente del cauce en lugar de la pendiente de la llanura para calcular el flujo en la zona de la llanura dentro del meandro. El método propuesto por Greenhill y Sellin fue comparado con los métodos tradicionales y otros más recientes, mostrándose que las modificaciones introducidas mejoraban los resultados, ver método 5 en Figura 2.5.4.

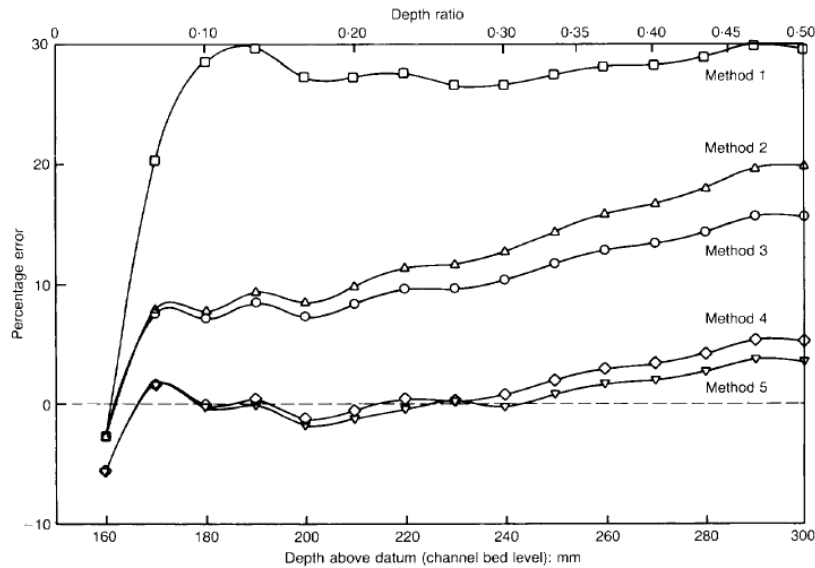


Figura 2.5.4. Resultados obtenidos por Greenhill y Sellin (1993) con métodos tradicionales (1 y 2), el método de Ervine y Elliot (1987) (3) y el nuevo método (4 y 5).

Método de intercambio de caudales con fuerzas de interacción (EDIFM):

Martín-Vide y López-Querol (2004) y Wormleaton et al (2004b) sin embargo, propusieron dos métodos de separación en zonas que separan el cauce y llanuras mediante una línea vertical. Los dos métodos están basados en experimentos donde las llanuras son más rugosas que el cauce, con diferencias en el coeficiente de Manning de más del doble. Wormleaton et al (2004) justificaron esta separación en que cuando las llanuras son muy rugosas el factor F^* no es menor que 1 si la separación es horizontal, ver Figura 2.5.5, lo cual físicamente es imposible. Esto quiere decir que el método de separación horizontal no es válido en esos casos.

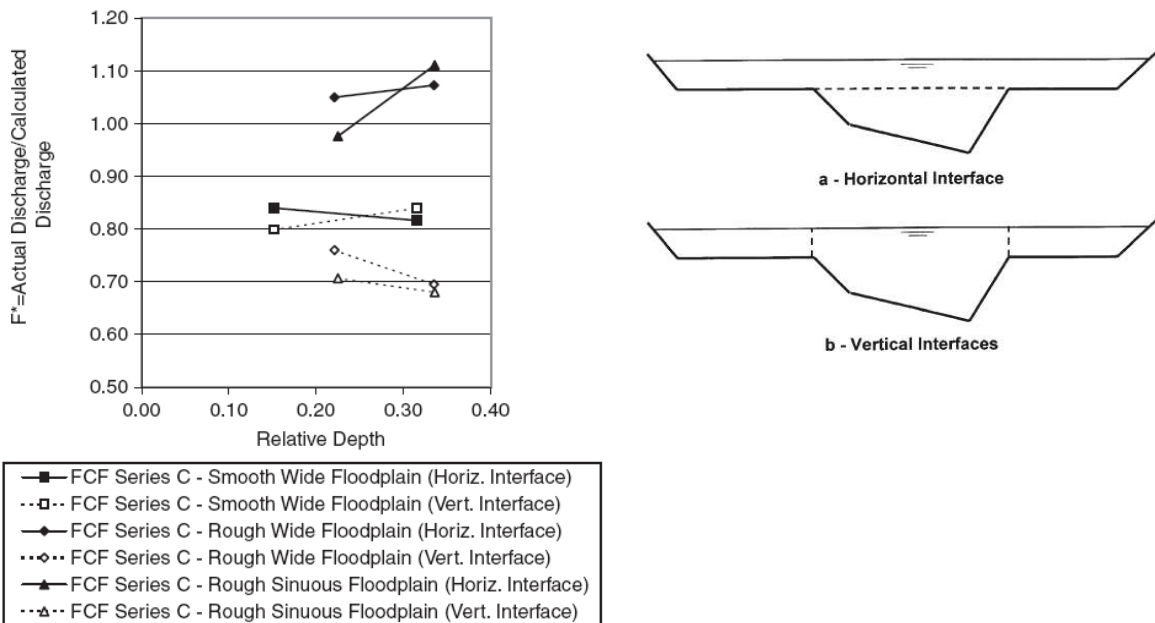


Figura 2.5.5. Esquema de velocidades entre secciones en un cauce meandriforme con separación vertical entre cauce y llanuras (Wormleaton et al, 2004b).

El método de Martín-Vide y López-Querol (2004) asume que los niveles de agua calculados con el modelo HEC-RAS son válidos, ecuación (2.5.17), y establece una nueva formulación para calcular la distribución de velocidades entre cauce y llanuras.

$$\beta_1 \frac{v_{m1}^2 A_{tot1}}{g} + z_{tot1} A_{tot1} = \beta_2 \frac{v_{m2}^2 A_{tot2}}{g} + z_{tot2} A_{tot2} - \frac{d}{2} (I_s A_{tot1} + I_2 A_{tot2}) + \frac{d}{2} (A_{tot1} + A_{tot2}) s$$

$$I_1 = I_2 = I = \left(\frac{Q}{K_{tot}} \right)^2 \text{ donde } K_{tot} = \sum K_k = \sum \frac{A_k}{n_k} R_k^{2/3} \quad (2.5.17)$$

Los subíndices 1 y 2 indican las secciones de aguas abajo y aguas arriba (Figura 2.5.6), *m* y *tot* significan *medio* y *total*, β es el coeficiente de Boussinesq, *A* es el área de flujo, *v* es la velocidad del flujo, *g* es la aceleración de la gravedad, *d* es la distancia entre dos secciones consecutivas, *z* es el calado del centroide, *I* es la pendiente de fricción y *s* es la pendiente del fondo.

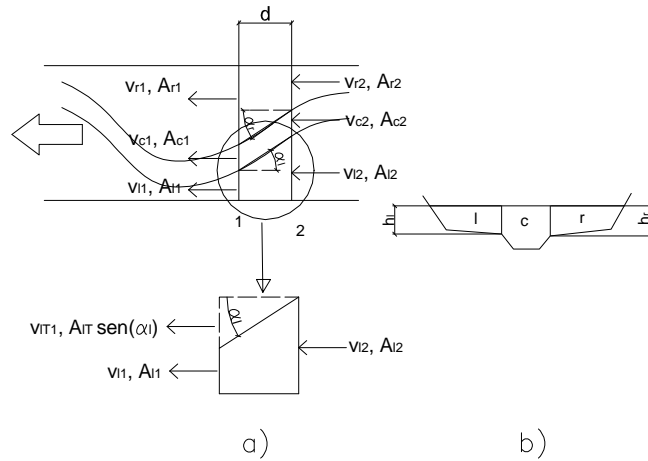


Figura 2.5.6. Esquema de distribución de velocidades entre las secciones de un cauce meandriforme con separación vertical entre cauce y llanuras (Martín-Vide y López-Querol, 2004).

La pendiente de fricción (*I*) se supone igual para toda la sección. Una vez obtenido el calado con la ecuación (2.5.17), la sección se divide en cauce y llanura y se diferencia el flujo en cada zona y el ángulo que forman las velocidades en el cauce y las llanuras. La ecuación (2.5.17) se puede aplicar a cada zona según se indica en la Figura 2.5.6, de forma que quedan tres ecuaciones, una para el cauce y una para cada llanura:

$$\frac{v_{c1}^2 A_{c1}}{g} + z_{c1} A_{c1} - \frac{v_{l1}^2 A_{l1} \sin(\alpha)}{g} - z_{l1} A_{l1} \sin(\alpha) - \frac{v_{r1}^2 A_{r1} \sin(\alpha)}{g} - z_{r1} A_{r1} \sin(\alpha) =$$

$$= \frac{v_{c2}^2 A_{c2}}{g} + z_{c2} A_{c2} - \frac{d}{2} (I_s A_{c1} + I_2 A_{c2}) + \frac{d}{2} (A_{c1} + A_{c2}) s + F_2 \quad (2.5.18)$$

$$\frac{v_{l1}^2 A_{l1}}{g} + z_{l1} A_{l1} + \frac{v_{l1}^2 A_{l1} \sin(\alpha)}{g} + z_{l1} A_{l1} \sin(\alpha) =$$

$$= \frac{v_{l2}^2 A_{l2}}{g} + z_{l2} A_{l2} - \frac{d}{2} (I_s A_{l1} + I_2 A_{l2}) + \frac{d}{2} (A_{l1} + A_{l2}) s + F_1 \quad (2.5.19)$$

$$\begin{aligned} \frac{v_{r1}^2 A_{r1}}{g} + z_{r1} A_{r1} + \frac{v_{rT}^2 A_{rT} \sin(\alpha)}{g} + z_{rT} A_{rT} \sin(\alpha) = \\ = \frac{v_{r2}^2 A_{r2}}{g} + z_{r2} A_{r2} - \frac{d}{2} (I_s A_{r1} + I_2 A_{r2}) + \frac{d}{2} (A_{r1} + A_{r2}) s + F_3 \end{aligned} \quad (2.5.20)$$

donde los subíndices l , r y c significan llanura izquierda, derecha y cauce, respectivamente. Al separar las zonas aparecen nuevos términos que no estaban en la ecuación (2.5.17), y que son la transferencia de momentos a través de la línea de separación entre cauce y llanuras y la fuerza de fricción turbulenta por unidad de peso, F ($F1$ para la llanura izquierda, $F3$ para la derecha y $F2$ para el cauce), ver Figura 2.5.7. Las velocidades v_{lT} y v_{rT} son las velocidades de intercambio entre el cauce y llanuras que solo tienen componente en la dirección de la llanura, componente- x y que se pueden determinar con la ecuación de continuidad (ver Figura 2.5.6). A_{lT} y A_{rT} son las áreas de intercambio de flujo entre dos secciones consecutivas, separadas una distancia d (Figura 2.5.6a):

$$\begin{aligned} A_{lT} &= \frac{1}{2} \frac{d}{\cos(\alpha)} (h_{l1} + h_{l2}) \\ A_{rT} &= \frac{1}{2} \frac{d}{\cos(\alpha)} (h_{r1} + h_{r2}) \end{aligned} \quad (2.5.21)$$

El signo de los ángulos α_l y α_r del cauce principal respecto a la dirección del flujo en las llanuras es positivo si el flujo sale de una zona y negativo si entra. Por ejemplo, en la figura 2.5.42a, α_l es positivo y α_r es negativo. Este convenio de signos es consistente con las ecuaciones (2.5.18), (2.5.19) y (2.5.20), donde $\sin(\alpha)$ mantiene el signo de α , afectando al término de transferencia lateral de momentos. Es importante destacar que la suma de las ecuaciones (2.5.18), (2.5.19) y (2.5.20) es la ecuación (2.5.17), cancelándose los términos de transferencia de momentos y cumpliéndose la ley de Newton $F2 = -F1 - F3$, según la Figura 2.5.7.

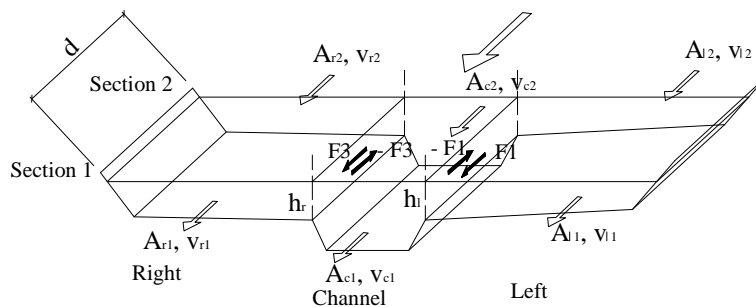


Figura 2.5.7. Esquema de las fuerzas de fricción turbulenta por unidad de peso, que actúan entre las llanuras y el cauce.

Para obtener las velocidades en las diferentes zonas, las ecuaciones (2.5.18)-(2.5.20) se aplican desde aguas arriba hacia aguas abajo. Para lo cual se necesita una condición de contorno en velocidades en la sección de aguas arriba. El cálculo entre dos secciones consecutivas da las nuevas velocidades en cauce y llanuras en la sección de

aguas abajo. Las incógnitas son v_{l1} , v_{c1} , v_{r1} , v_{lT} y v_{rT} . Sin embargo, sólo hay tres ecuaciones independientes (2.5.18), (2.5.19) y (2.5.20) por lo que faltan dos ecuaciones más para resolver el sistema, que son:

- Continuidad en la sección completa:

$$Q = v_{l1}A_{l1} + v_{c1}A_{c1} + v_{r1}A_{r1} \quad (2.5.22)$$

donde Q es conocido,

- Continuidad en el volumen de control entre dos secciones consecutivas en la superficie de contacto entre cauce y llanura (Figura 2.5.6a):

$$\begin{aligned} v_{l2}A_{l2} &= v_{l1}A_{l1} + v_{lT}A_{lT}\text{sen}(\alpha_l) \\ v_{r2}A_{r2} &= v_{r1}A_{r1} + v_{rT}A_{rT}\text{sen}(\alpha_r) \end{aligned} \quad (2.5.23)$$

Además las fuerzas F_1 y F_3 se suponen proporcionales a la diferencia de velocidad entre cauce y llanura, promediada entre dos secciones consecutivas:

$$F_1 = \frac{1}{2} \rho \cdot C \cdot d \cdot (h_{l2}(v_{c2} - v_{l2}) + h_{l1}(v_{c1} - v_{l1})) \quad (2.5.24)$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \rho \cdot C \cdot d \cdot (h_{r2}(v_{c2} - v_{r2}) + h_{r1}(v_{c1} - v_{r1})) \quad (2.5.25)$$

donde C es un coeficiente adimensional para el que se obtuvieron valores de $C = 0.0012$ con 171.3 l/s y $C = 0.0030$ con 96.3 l/s.

El sistema se resuelve sustituyendo v_{lT} , v_{rT} , F_1 y F_3 en las ecuaciones (4) y (5), quedando unas ecuaciones cuadráticas, obteniéndose dos soluciones de v_{l1} y v_{r1} . El criterio para seleccionar una de las dos soluciones está basado en el grado de obstrucción aguas arriba. El grado de obstrucción de la vegetación aguas arriba se puede evaluar a partir de la derivada de la capacidad hidráulica de la llanura respecto de la dirección principal, $\partial K/\partial x$. A mayor obstrucción menor capacidad de transporte, y a menor obstrucción mayor capacidad, entonces si $\partial K/\partial x > 0$, se elige como solución el mayor de los dos valores de la velocidad en cada zona; si es al contrario se elige el mínimo. Usando como distancia un cuarto de la longitud de onda del meandro hacia aguas arriba, se consigue el mejor ajuste entre el cálculo y los valores experimentales. Este criterio tiene en cuenta la importancia del momento a través de la sección 1 y la transferencia en la interfaz (Figura 2.5.6a). Además hay casos para los que no existe solución de la ecuación cuadrática combinación de las ecuaciones (2.5.18)-(2.5.20). Estos casos pueden estar relacionados con el hecho de haber anulado la componente v_y , especialmente en las velocidades v_{lT} y v_{rT} . El método calcula la distribución de velocidad en una sección, a partir de lo que ocurre (en términos de obstrucción del flujo) en un cuarto de la longitud de onda del meandro hacia aguas arriba.

Método de separación vertical para cauces meandriiformes (MCVIM):

El método de cauces meandriiformes con separación vertical-MCVI (“meandering channel vertical interface” en inglés) de Wormleaton et al (2004b) está basado en el

balance de fuerzas y momentos en el volumen de control “acdf” de la Figura 2.5.8, que es la mitad de una longitud de onda del meandro. Las fuerzas que actúan en ese volumen de control en la dirección del flujo son:

- la presión en las caras de entrada y salida: F_u y F_d .
- la componente del peso del fluido: F_w .
- la tensión de corte en el contorno: F_b .
- las fuerzas aparentes en los planos verticales: F_a .

Wormleaton et al (2004b) comprobaron que el caudal en el cauce variaba a lo largo de una longitud del meandro, e incluyeron el intercambio de flujo en forma de intercambio de momentos en la formulación del método. Como se puede ver en la Figura 2.5.8 hay una transferencia de caudal desde el cauce hacia la llanura entre la sección de la curva “af” y la sección de cruce “be”, creándose un flujo de momentos, M_{ob} , hacia fuera del cauce.

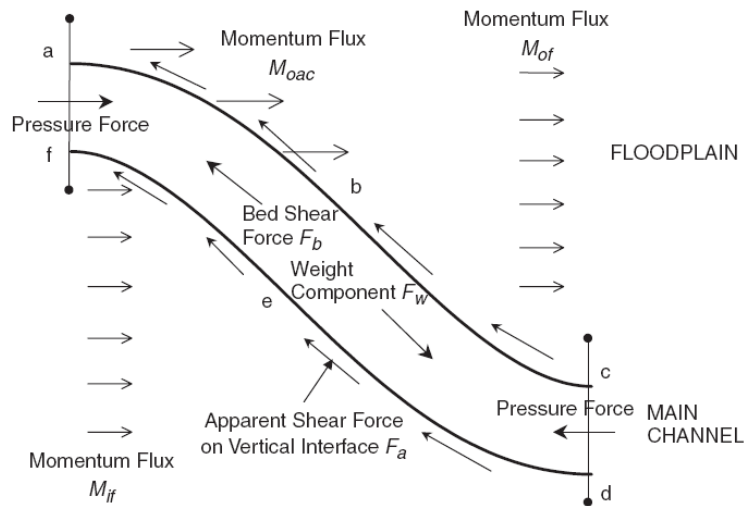


Figura 2.5.8. Esquema del método de separación vertical MCVIM (Wormleaton et al, 1994a).

Este flujo de momento, M_{ob} , se puede calcular asumiendo que el caudal diferencia, entre el de la curva y el del punto medio del cruce, sale del cauce a la velocidad del cauce. Sin embargo, los autores asumieron que el caudal de la llanura que se incorpora al cauce en esa zona contribuye poco al intercambio de momentos y se desprecia. Si se consideran el flujo de momentos de entrada en la llanura, M_{if} y de salida, M_{of} . Si se asume que las presiones en la entrada y en la salida del volumen de control son iguales, entonces el equilibrio de fuerzas y flujo de momentos queda:

$$F_w - F_b - F_a = M_{oac} + M_{of} - M_{if} \quad (2.5.26)$$

Como las características geométricas y de rugosidad del cauce y llanura son conocidas, la ecuación sólo tiene dos incógnitas. Estas son el caudal del cauce en el eje de la curva, Q_{ca} , y el caudal del cauce en la zona de cruce, Q_{cc} , por lo cual se necesita otra ecuación para resolver el sistema de dos incógnitas. Esta ecuación se puede obtener suponiendo que ambos caudales son proporcionales:

$$k = \frac{Q_{cc}}{Q_{ca}} \quad (2.5.27)$$

Si se sustituye la ecuación (2.5.27) en la (2.5.26), entonces se obtiene una ecuación cuadrática en el caudal del eje de la curva Q_{ca} . Esta ecuación se podría resolver si se conociera k . El valor de k se puede obtener del análisis de los datos, pero Wormleaton et al (2004b) propusieron estimar k a partir de parámetros conocidos para que la formulación fuera práctica y no dependiera de coeficientes empíricos. Se plantearon dos hipótesis para el cálculo de k que incluían (i) la de flujo uniforme en el eje de la curva y en el cruce y (ii) la de equilibrio en las secciones asumiendo la misma tensión media de corte en el fondo y como consecuencia la misma velocidad media. Los autores demostraron que esta segunda hipótesis ajustaba mejor con los datos:

$$k = \frac{Q_{cc}}{Q_{ca}} = \frac{U_c A_{cc}}{U_c A_{ca}} = \frac{A_{cc}}{A_{ca}} \quad (2.5.28)$$

El caudal del cauce en la sección del eje de la curva se calcula a partir de las ecuaciones (2.5.26) y (2.5.27). El caudal de la llanura en el eje se calcula a partir de cualquier fórmula de régimen uniforme pero excluyendo del perímetro mojado la superficie de separación con el cauce principal.

Los términos de las ecuaciones (2.5.26) y (2.5.27) quedan definidos como:

- Flujo de momentos que sale del cauce, M_{oac} : el caudal es $(Q_{ca} - Q_{cc})$ y la velocidad la del cauce.

$$M_{oac} = \beta \rho (Q_{ca} - Q_{cc}) \varepsilon \bar{U} \quad (2.5.29)$$

donde β es el coeficiente corrector del momento, ε es un factor de ajuste para tener en cuenta el hecho de que el flujo no sale paralelo a la velocidad principal del cauce. \bar{U} es la velocidad media del cauce dada por:

$$\bar{U} = \frac{U_{ca} + U_{cc}}{2} = \frac{1}{2} \left(\frac{Q_{ca}}{A_{ca}} + \frac{Q_{cc}}{A_{cc}} \right) = \frac{Q_{ca}}{2} \left(\frac{1}{A_{ca}} + \frac{k}{A_{cc}} \right) \quad (2.5.30)$$

Siendo k la relación de caudales definida en la ecuación (2.5.28). Agrupando las dos ecuaciones anteriores la expresión del momento queda:

$$M_{oac} = \frac{1}{2} \beta \rho \varepsilon (1 - k) \left(\frac{1}{A_{ca}} + \frac{k}{A_{cc}} \right) Q_{ca}^2 \quad (2.5.31)$$

- Flujo de momentos que sale de la llanura, M_{of} : el caudal es $B \cdot q_f$ donde B es el ancho de la franja de meandro y q_f es el flujo de la llanura por unidad de ancho. El valor de q_f se puede calcular con una fórmula de flujo uniforme aplicada a la llanura. La velocidad del flujo será la velocidad media del volumen de control, \bar{U} . Sustituyendo la ecuación de este flujo de momentos queda:

$$M_{of} = \beta \rho B q_f \varepsilon \bar{U} = \frac{1}{2} \beta \rho \varepsilon B q_f \left(\frac{1}{A_{ca}} + \frac{k}{A_{cc}} \right) Q_{ca} \quad (2.5.32)$$

- Flujo de momentos de entrada en la llanura, M_{if} : corresponde al flujo de la llanura que entra en el cauce, resultando en un incremento de momento, δM_{if} , a lo largo de una distancia δl en la margen de aguas arriba del cauce:

$$\delta M_{if} = \beta \rho q_f \delta l \sin \theta U_f \cos \theta = \frac{1}{2} \beta \rho q_f U_f \sin 2\theta \delta l \quad (2.5.33)$$

donde U_f es la velocidad en la llanura y θ es el ángulo entre el cauce y la dirección del flujo en la llanura. El flujo total de momento, M_{if} , que entra en el cauce se obtiene integrando sobre media longitud de onda del meandro del volumen de control:

$$M_{if} = \frac{1}{2} \beta \rho q_f U_f \sum_0^{\lambda r/2} \sin 2\theta \delta l = \frac{1}{2} \beta \rho q_f U_f \overline{\sin 2\theta} \frac{\lambda r}{2} \quad (2.5.34)$$

Donde λ es la longitud de onda y r es la sinuosidad, $\overline{\sin 2\theta}$ es el valor medio sobre la mitad de la longitud de onda.

-Fuerza del peso en el cauce: es debida al peso del agua contenida en el cauce principal, suponiendo superficies verticales hasta el nivel de superficie. Está dada por:

$$F_w = \rho g \overline{AS_c} \left(\frac{\lambda r}{2} \right) \quad (2.5.35)$$

-Fuerza de corte en el contorno del cauce: se utiliza el valor medio en el volumen de control del cauce, aplicando la fórmula de Darcy. El valor medio se calcula desde la curva hasta la zona sección de cruce:

$$F_b = \overline{\tau_b P} \left(\frac{\lambda r}{2} \right) = \frac{\overline{\rho f U^2 P}}{8} \left(\frac{\lambda r}{2} \right) = \frac{\rho}{16} \left(f_{ca} U_{ca}^2 P_{ca} + f_{cc} U_{cc}^2 P_{cc} \right) \left(\frac{\lambda r}{2} \right) \quad (2.5.36)$$

Sustituyendo U_{cc} a partir del valor de k , queda:

$$F_b = \frac{\rho \lambda r}{32} \left(\frac{f_{ca} P_{ca}}{A_{ca}^2} + \frac{k^2 f_{cc} P_{cc}}{A_{cc}^2} \right) Q_{ca}^2 \quad (2.5.37)$$

-Fuerza aparente de corte: que actúa en la separación vertical entre el cauce y la llanura. Está dada por:

$$F_a = \tau_a P_i \left(\frac{\lambda r}{2} \right) = 3.325 (H - h)^{-0.35} B_f^{0.52} \Delta V^{1.45} P_i \left(\frac{\lambda r}{2} \right) \quad (2.5.38)$$

Sustituyendo en la ecuación (2.5.26) de equilibrio de fuerzas y momentos en el volumen de control, queda una ecuación cuadrática en Q_{ca} :

$$\Omega Q_{ca}^2 + \Gamma Q_{ca} + \Psi = 0 \quad (2.5.39)$$

Donde los valores de los coeficientes son:

$$\begin{aligned} \Omega &= \frac{1}{16} \left(\frac{f_{ca} P_{ca}}{A_{ca}^2} + \frac{k^2 f_{cc} P_{cc}}{A_{cc}^2} \right) + \frac{\beta \varepsilon}{\lambda r} (1-k) \left(\frac{1}{A_{ca}} + \frac{k}{A_{cc}} \right) \\ \Gamma &= \frac{\beta \varepsilon B q_f}{\lambda r} \left(\frac{1}{A_{ca}} + \frac{k}{A_{cc}} \right) \\ \Psi &= \frac{\tau_a P_i}{\rho} - g \overline{AS}_c - \frac{\beta q_f U_f}{2} \overline{\sin 2\theta} \end{aligned} \quad (2.5.40)$$

Algunos de los métodos de cálculo en secciones compuestas con planta meandriforme, presentados en este apartado, han sido comparados entre sí por varios autores, James y Wark (1992), O'Sullivan et al (2003) y Wormleaton et al (2004a), obteniendo las siguientes conclusiones:

- los métodos tradicionales dan peores resultados que los nuevos métodos que tienen en cuenta la interacción cauce-llanura.
- El método de James y Wark (1992) mejora los resultados para un amplio rango de escalas y geometrías con llanuras lisas y cauce rígido.
- Sin embargo, O'Sullivan et al (2003) utilizando datos del FCF con fondo móvil compararon métodos de separación, como los de James y Wark (1992) y Greenhill y Sellin (1993), con otros métodos que tenían en cuenta la sección completa como los de Rameshwaran y Willetts (1999), Shiono et al (1999) y Lambert y Sellin (2000), y concluyeron que el método de Greenhill y Sellin (1993) era mejor cuando las llanuras son lisas pero que el método de Wark y James (1992) da menor error medio si son rugosas. O'Sullivan et al (2003) modificaron el método de Wark y James (1992) mejorando el método para los casos de cauce móvil hasta reducir el error medio al 5%.
- Wormleaton et al (2004b) mostraron que cuando las llanuras son mucho más rugosas que el cauce, algo muy común en ríos naturales, los métodos que separan el cauce y las llanuras mediante una línea horizontal no son correctos y en esos casos el método de separación vertical propuesto por ellos es el mejor.

3. ECUACIONES GENERALES

3.1. Introducción

Las ecuaciones generales que rigen el movimiento de los fluidos incompresibles son las ecuaciones de la dinámica de fluidos en 3D, también conocidas como ecuaciones de Navier-Stokes, en honor a los primeros autores que las enunciaron. Estas ecuaciones se desarrollan a partir de plantear el equilibrio de fuerzas en un elemento fluido. Para el desarrollo de esta tesis, es necesario conocer cómo se deducen estas ecuaciones generales, con el fin de tener presentes los términos que intervienen en el flujo desbordado en los ríos y no perder alguno de éstos términos en el proceso de integración de las ecuaciones. En la hidráulica clásica se suele estudiar el flujo en los ríos a partir de ecuaciones simplificadas, en una o dos dimensiones, que se deducen después de plantear el equilibrio de fuerzas en un tubo de flujo. Esta simplificación hace que varios términos de las ecuaciones en 3D desaparezcan, algunos de ellos de especial relevancia en el flujo desbordado de los ríos. Las ecuaciones simplificadas pueden también obtenerse integrando las ecuaciones de Navier-Stokes en el calado, conocidas como ecuaciones en dos dimensiones o ecuaciones de aguas poco profundas, o integrando en el área, ecuaciones en una dimensión. Esta segunda forma de deducir las ecuaciones permite conocer qué términos se simplifican y cómo tener en cuenta éstos en las ecuaciones finales.

3.2. Ecuaciones generales de la dinámica de fluidos. Ecuaciones de Navier-Stokes

Los fluidos reales tienen la capacidad de fluir y cambiar de forma, que es el resultado de su incapacidad para resistir esfuerzos cortantes. La propiedad más distintiva del medio fluido es su respuesta a la aplicación de una fuerza o esfuerzo, conocida como viscosidad. Las ecuaciones generales que rigen la hidrodinámica de un fluido se deducen a partir de varios principios generales de la mecánica clásica:

Conservación de la masa. Ecuación de continuidad.

La ley de conservación de la masa aplicada a un elemento diferencial de fluido, $dx dy dz$, de densidad, ρ , como el de la Fig. 3.2.1, establece que: la variación en el tiempo de la masa fluida, m , del elemento debe ser igual a la diferencia entre la masa que sale y la que entra por las paredes del elemento fluido.

La variación de masa en el tiempo se escribe como

$$\frac{\partial \rho d(Vol)}{\partial t},$$

y el flujo másico que entra por una de las caras

$$\frac{dm}{dt} = \frac{\rho(udt)dydz}{dt} = (\rho u)dydz,$$

La ecuación general se puede por tanto escribir como:

$$\frac{\partial \rho d(Vol)}{\partial t} = \rho u dy dz - \left(\rho u + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} dx \right) dy dz + \quad (3.2.1)$$

$$+ \rho v dx dz - \left(\rho v + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} dy \right) dx dz + \rho w dz dy - \left(\rho w + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} dz \right) dx dy$$

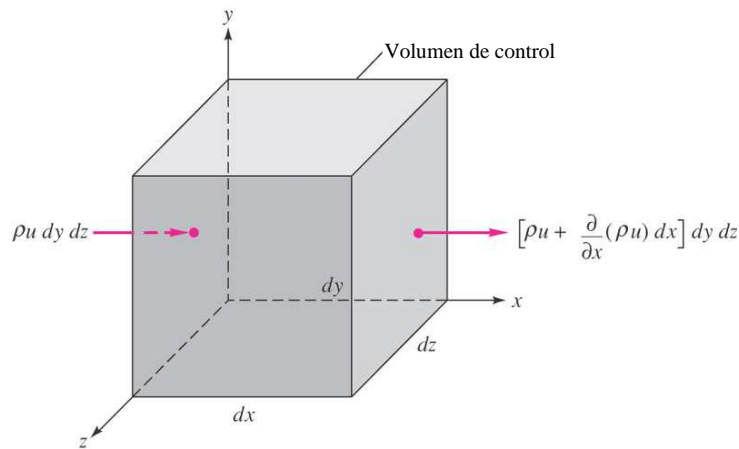


Fig. 3.2.1 Elemento diferencial de volumen en un fluido. Conservación de la masa, flujos de entrada y de salida en la dirección x.

Asumiendo que el volumen del elemento diferencial considerado, $d(Vol) = dx dy dz$, es tan pequeño que no cambia con el tiempo y desarrollando ambos términos queda:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} dx dy dz = - \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} dx dy dz - \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} dy dx dz - \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} dz dx dy \quad (3.2.2)$$

El volumen del elemento diferencial se cancela en todos los términos, dando una ecuación en derivadas parciales de la densidad y la velocidad:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} = 0 \quad (3.2.3)$$

Para un fluido incompresible la densidad no varía y se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3.2.4)$$

que escrita en forma compacta queda:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (3.2.5)$$

Conservación de la Cantidad de Movimiento. Ecuación de equilibrio de fuerzas ó 2ª ley de Newton.

En cualquier fluido, las ecuaciones de conservación de la cantidad de movimiento o ecuaciones de Navier-Stokes se obtienen planteando el equilibrio de fuerzas sobre un elemento diferencial de fluido $dx dy dz$ como el de la Fig. 3.2.2.

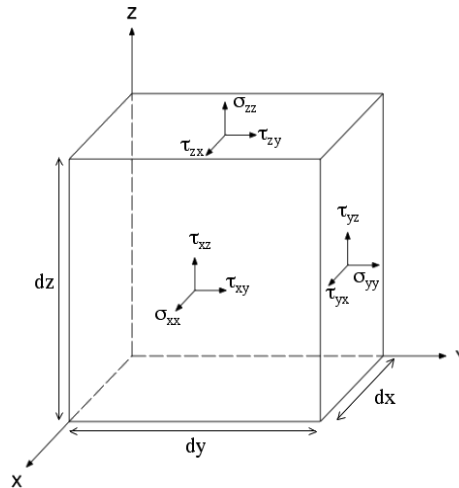


Fig. 3.2.2 Elemento diferencial de volumen en un fluido. Tensiones que actúan en la superficie del elemento fluido.

Aplicando el equilibrio de fuerzas a un elemento diferencial de lado $dx dy dz$:

$$\sum F_i = \frac{d(mu_i)}{dt} \quad (3.2.6)$$

donde F_i es el vector de fuerzas exteriores que actúan sobre el elemento diferencial de volumen ($d(Vol) = dx dy dz$), m es la masa del elemento diferencial y u_i es el vector velocidad. Las fuerzas actuantes se pueden descomponer en fuerzas de volumen o fuerzas másicas (F_b) y fuerzas de superficie (F_s). Si además consideramos que el fluido es el agua, fluido newtoniano incompresible, y que el elemento diferencial es tan pequeño como para que su volumen sea constante en el tiempo:

$$\sum F_b + \sum F_s = \rho d(Vol) \frac{du_i}{dt} \quad (3.2.7)$$

La única fuerza de volumen que actúa sobre el elemento fluido es el peso, W , y las fuerzas de superficie son debidas a la interacción del resto del fluido sobre el elemento considerado. Estas fuerzas de superficie vienen determinadas por el campo de tensiones en el que está inmerso el fluido, y que viene dado por un tensor de tensiones que agrupa las fuerzas actuantes sobre la superficie del elemento considerado en: acciones normales a las superficies de contacto (tensiones normales o presiones), acciones debidas a la presión termodinámica y a las fuerzas viscosas y en acciones tangenciales (tensiones tangenciales), debidas a las fuerzas viscosas. Denominando F_p a las fuerzas debidas a la presión termodinámica, y F_s a las fuerzas debidas a la viscosidad del fluido, la Ec. (3.2.7) queda:

$$W + \sum F_p + \sum F_s = \rho \frac{du_i}{dt} dx dy dz \quad (3.2.8)$$

Cada uno de los términos de esta ecuación es un tensor que se pueden escribir en forma matricial:

$$W = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & W_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \rho g dx dy dz \end{bmatrix} = -\rho g dx dy dz \vec{k} \quad (3.2.9)$$

$$\sum F_p = \begin{bmatrix} p dy dz & 0 & 0 \\ 0 & p dx dz & 0 \\ 0 & 0 & p dx dy \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \left(p + \frac{\partial p}{\partial x} dx \right) dy dz & 0 & 0 \\ 0 & \left(p + \frac{\partial p}{\partial y} dy \right) dx dz & 0 \\ 0 & 0 & \left(p + \frac{\partial p}{\partial z} dz \right) dx dy \end{bmatrix} \quad (3.2.10)$$

$$\sum F_s = \begin{bmatrix} \tau_{xx} dy dz & \tau_{xy} dx dz & \tau_{xz} dx dy \\ \tau_{yx} dy dz & \tau_{yy} dx dz & \tau_{yz} dx dy \\ \tau_{zx} dy dz & \tau_{zy} dx dz & \tau_{zz} dx dy \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \left(\tau_{xx} + \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} dx \right) dy dz & \left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} dy \right) dx dz & \left(\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} dz \right) dx dy \\ \left(\tau_{yx} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} dx \right) dy dz & \left(\tau_{yy} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} dy \right) dx dz & \left(\tau_{yz} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} dz \right) dx dy \\ \left(\tau_{zx} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} dx \right) dy dz & \left(\tau_{zy} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} dy \right) dx dz & \left(\tau_{zz} + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} dz \right) dx dy \end{bmatrix} \quad (3.2.11)$$

En el caso general de flujo transitorio, en el que la velocidad en un punto es función del tiempo y de la posición, la derivada completa del segundo término de la ecuación (3.2.8) se puede desarrollar:

$$\rho \frac{du_i}{dt} dx dy dz = \rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial t} \right) dx dy dz \quad (3.2.12)$$

Como se puede ver en la Fig. 3.2.2, no son las tensiones en sí las que actúan como fuerza neta sobre el elemento fluido, si no el gradiente o diferencia de estas tensiones entre dos caras paralelas. En caso de que las tensiones tangenciales y las presiones normales en todas las caras fueran iguales el elemento de fluido estaría en equilibrio. Los términos sin gradiente se equilibran con la fuerza de la cara opuesta, quedando únicamente el gradiente como fuerza exterior.

Escribiendo las fuerzas en función de las tensiones que actúan sobre las caras del elemento fluido y desarrollando los otros términos, la ecuación anterior queda:

$$\begin{aligned}
 \rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial t} \right) dx dy dz = & \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \rho g dx dy dz \end{bmatrix} + \\
 + & \begin{bmatrix} \left(\frac{\partial p}{\partial x} dx \right) dy dz & 0 & 0 \\ 0 & \left(\frac{\partial p}{\partial y} dy \right) dx dz & 0 \\ 0 & 0 & \left(\frac{\partial p}{\partial z} dz \right) dx dy \end{bmatrix} - \\
 - & \begin{bmatrix} \left(\frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} dx \right) dy dz & \left(\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} dy \right) dx dz & \left(\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} dz \right) dx dy \\ \left(\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} dx \right) dy dz & \left(\frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} dy \right) dx dz & \left(\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} dz \right) dx dy \\ \left(\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} dx \right) dy dz & \left(\frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} dy \right) dx dz & \left(\frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} dz \right) dx dy \end{bmatrix}
 \end{aligned} \tag{3.2.13}$$

sacando el término $dx dy dz$ y eliminándolo de los dos términos de la ecuación:

$$\begin{aligned}
 \rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial t} \right) dx dy dz = & \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \rho g \end{bmatrix} + \\
 + & \begin{bmatrix} \frac{\partial p}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial p}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial p}{\partial z} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \left(\frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} \right) & \left(\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} \right) & \left(\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \right) \\ \left(\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} \right) & \left(\frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} \right) & \left(\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \right) \\ \left(\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} \right) & \left(\frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} \right) & \left(\frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} \right) \end{bmatrix}
 \end{aligned} \tag{3.2.14}$$

El primer término de esta ecuación se puede escribir en forma tensorial:

$$\begin{aligned}
 \rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial t} \right) dx dy dz = \\
 = \rho \begin{bmatrix} \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right) & 0 & 0 \\ 0 & \left(\frac{\partial v}{\partial t} \right) & 0 \\ 0 & 0 & \left(\frac{\partial w}{\partial t} \right) \end{bmatrix} + \rho \begin{bmatrix} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} \right) & \left(\frac{\partial u}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} \right) & \left(\frac{\partial u}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial t} \right) \\ \left(\frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} \right) & \left(\frac{\partial v}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} \right) & \left(\frac{\partial v}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial t} \right) \\ \left(\frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} \right) & \left(\frac{\partial w}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} \right) & \left(\frac{\partial w}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial t} \right) \end{bmatrix} =
 \end{aligned} \tag{3.2.15}$$

$$= \rho \begin{bmatrix} \left(\frac{\partial u}{\partial t}\right) & 0 & 0 \\ 0 & \left(\frac{\partial v}{\partial t}\right) & 0 \\ 0 & 0 & \left(\frac{\partial w}{\partial t}\right) \end{bmatrix} + \rho \begin{bmatrix} \left(u \frac{\partial u}{\partial x}\right) & \left(v \frac{\partial u}{\partial y}\right) & \left(w \frac{\partial u}{\partial z}\right) \\ \left(u \frac{\partial v}{\partial x}\right) & \left(v \frac{\partial v}{\partial y}\right) & \left(w \frac{\partial v}{\partial z}\right) \\ \left(u \frac{\partial w}{\partial x}\right) & \left(v \frac{\partial w}{\partial y}\right) & \left(w \frac{\partial w}{\partial z}\right) \end{bmatrix}$$

Quedando la ecuación (3.2.8) en forma tensorial como:

$$\rho \begin{bmatrix} \left(\frac{\partial u}{\partial t}\right) & 0 & 0 \\ 0 & \left(\frac{\partial v}{\partial t}\right) & 0 \\ 0 & 0 & \left(\frac{\partial w}{\partial t}\right) \end{bmatrix} + \rho \begin{bmatrix} \left(u \frac{\partial u}{\partial x}\right) & \left(v \frac{\partial u}{\partial y}\right) & \left(w \frac{\partial u}{\partial z}\right) \\ \left(u \frac{\partial v}{\partial x}\right) & \left(v \frac{\partial v}{\partial y}\right) & \left(w \frac{\partial v}{\partial z}\right) \\ \left(u \frac{\partial w}{\partial x}\right) & \left(v \frac{\partial w}{\partial y}\right) & \left(w \frac{\partial w}{\partial z}\right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \rho g \end{bmatrix} +$$

$$+ \begin{bmatrix} \frac{\partial p}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial p}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial p}{\partial z} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \left(\frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x}\right) & \left(\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}\right) & \left(\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}\right) \\ \left(\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x}\right) & \left(\frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y}\right) & \left(\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z}\right) \\ \left(\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x}\right) & \left(\frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y}\right) & \left(\frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z}\right) \end{bmatrix} \quad (3.2.16)$$

Esta ecuación se puede expresar usando la notación de subíndices como:

$$\rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) = -\rho g_i + \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \quad (3.2.17)$$

que desarrollada para cada una de las tres direcciones del espacio es:

$$\rho \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}$$

$$\rho \left(\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) = \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \quad (3.2.18)$$

$$\rho \left(\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) = -\rho g + \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z}$$

Estas ecuaciones se conocen como Ecuaciones de Navier-Stokes y precisan de una ecuación constitutiva de las tensiones para definirse completamente.

3.3. Ecuaciones constitutivas. Tensor de esfuerzos en un fluido newtoniano.

La propiedad fundamental de un fluido es la resistencia a la deformación cuando se aplica una fuerza. La relación entre las deformaciones y las tensiones se conoce como viscosidad. El agua es un fluido newtoniano, en el que la viscosidad sólo depende de la temperatura, manteniéndose prácticamente constante en el tiempo.

La ecuación constitutiva que relaciona el tensor de tensiones con las velocidades en un fluido newtoniano incompresible, como el agua, está definida por la Mecánica de Medios Continuos y por la Teoría de la Elasticidad, y se conoce como ley de Navier-Poisson:

$$\sigma_{ij} = -\rho\delta_{ij} + \tau_{ij}^v \quad (3.3.1)$$

En el apartado anterior, por simplificar, las tensiones tangenciales se han nombrado de forma general como τ_{ij} , cuando en realidad en la formulación de Navier-Stokes éstas solo hacen referencia a las tensiones viscosas, denominadas a partir de aquí como τ_{ij}^v . Ya se verá más adelante que existen otras tensiones debidas a la turbulencia, y que esta nomenclatura permite diferenciarlas. Las tensiones tangenciales son proporcionales a las deformaciones, y se define la viscosidad μ como la constante de proporcionalidad.

$$\tau_{ij}^v = \mu \frac{2}{3} \delta_{ij} \frac{\partial u_k}{\partial x_k} + 2\mu e_{ij} = \mu \frac{2}{3} \delta_{ij} \frac{\partial u_k}{\partial x_k} + \mu \left(\frac{\partial \gamma_i}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_j}{\partial t} \right) = \mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.3.2)$$

y la ecuación que relaciona tensiones y velocidades queda como:

$$\sigma_{ij} = -\rho\delta_{ij} + \mu \frac{2}{3} \delta_{ij} \frac{\partial u_k}{\partial x_k} + \mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.3.3)$$

Que escrita de forma tensorial queda:

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} &= - \begin{bmatrix} p & 0 & 0 \\ 0 & p & 0 \\ 0 & 0 & p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \tau_{xx}^v & \tau_{xy}^v & \tau_{xz}^v \\ \tau_{yx}^v & \tau_{yy}^v & \tau_{yz}^v \\ \tau_{zx}^v & \tau_{zy}^v & \tau_{zz}^v \end{bmatrix} = \\ &= - \begin{bmatrix} p & 0 & 0 \\ 0 & p & 0 \\ 0 & 0 & p \end{bmatrix} + \mu \begin{bmatrix} \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) & \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) & \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \\ \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) & \left(2 \frac{\partial v}{\partial y} \right) & \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \\ \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) & \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \right) & \left(2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \end{bmatrix} + \mu \begin{bmatrix} \frac{2}{3} \frac{\partial u}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2}{3} \frac{\partial v}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2}{3} \frac{\partial w}{\partial z} \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (3.3.4)$$

Resumiendo, tenemos que las ecuaciones que rigen la mecánica de fluidos newtonianos incompresibles son, en notación de subíndices:

a) Conservación de la masa:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (3.3.5)$$

b) Equilibrio de Fuerzas (2ª ley de Newton) o Conservación de la cantidad de movimiento:

$$\rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) = -\rho g_i + \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial \tau_{ij}^v}{\partial x_j} \quad (3.3.6)$$

Que se puede escribir también como:

$$\frac{\partial(\rho u_i)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i u_j)}{\partial x_j} = -\rho g_i + \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial \tau_{ij}^v}{\partial x_j} \quad (3.3.7)$$

c) Ecuaciones constitutivas (solo en tensiones tangenciales, pues las normales ya están incluidas en la 2ª ley de Newton):

$$\tau_{ij}^v = \mu \frac{\partial \gamma}{\partial t} = \mu \frac{2}{3} \delta_{ij} \frac{\partial u_k}{\partial x_k} + \mu \left(\frac{\partial \gamma_i}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_j}{\partial t} \right) = \mu \frac{2}{3} \delta_{ij} \frac{\partial u_k}{\partial x_k} + \mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.3.8)$$

Sustituyendo las ecuaciones constitutivas en las ecuaciones diferenciales de cantidad de movimiento, se obtienen, aplicando la hipótesis de Stokes, las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \rho \frac{Du}{Dt} &= -\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x + \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) + \frac{\mu}{3} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \\ \rho \frac{Dv}{Dt} &= -\frac{\partial p}{\partial y} + \rho g_y + \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) + \frac{\mu}{3} \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \\ \rho \frac{Dw}{Dt} &= -\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z + \mu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) + \frac{\mu}{3} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (3.3.9)$$

Para un flujo incompresible, la ecuación de continuidad se puede combinar con las ecuaciones anteriores, quedando reducidas a:

$$\begin{aligned} \rho \frac{Du}{Dt} &= -\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x + \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \\ \rho \frac{Dv}{Dt} &= -\frac{\partial p}{\partial y} + \rho g_y + \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \\ \rho \frac{Dw}{Dt} &= -\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z + \mu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) \end{aligned} \quad (3.3.10)$$

Estas ecuaciones se conocen como ecuaciones de Navier-Stokes, que en forma general se pueden escribir:

$$\rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) = - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \rho g_i + \mu \left(\frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} \right) \quad (3.3.11)$$

Junto con la ecuación de continuidad, forman un grupo de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas, u , v , w y p . La viscosidad, μ , y la densidad, ρ , son propiedades conocidas del fluido. Con las ecuaciones de contorno e iniciales apropiadas estas ecuaciones pueden ser resueltas mediante métodos numéricos. En los casos en los que el efecto de la viscosidad sea despreciable, estas ecuaciones se conocen como Ecuaciones de Euler:

$$\rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) = - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \rho g_i \quad (3.3.12)$$

3.4. Flujo turbulento. Ecuaciones de Reynolds y tensiones turbulentas.

En un flujo turbulento completamente desarrollado, como el que se produce en la mayoría de los ríos naturales. Reynolds dejó definido el campo de velocidades de un flujo turbulento, con las velocidades instantáneas, como:

$$u_i(x_j, t) = U_i(x_j) + u_i'(x_j, t) \quad (3.4.1)$$

Donde el valor del promedio temporal de las velocidades es:

$$U_i(x_j) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T u_i(x_j, t) dt \quad (3.4.2)$$

El flujo turbulento definido por este campo de velocidades, también debe satisfacer las Ecuaciones de Navier-Stokes deducidas en el apartado anterior:

$$\rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) = - \rho g_i + \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial \tau_{ij}^v}{\partial x_j} \quad (3.4.3)$$

Sin embargo, la resolución de estas ecuaciones en los casos de flujo turbulento, es casi imposible debido a que el rango de escalas de las fluctuaciones de las velocidades es enorme. Reynolds sustituyó el valor instantáneo de la velocidad por la suma de las medias temporales y de las componentes debidas a las fluctuaciones en las ecuaciones de Navier-Stokes, y tomó valores medios temporales de todos los términos. Las reglas de cálculo para valores medios temporales de magnitudes físicas, establecen que el valor medio de las fluctuaciones en el tiempo es nulo, pero que el valor medio del producto de dos fluctuaciones en general es distinto de cero. Esto es:

$$\overline{u_i'} = 0, \quad \overline{u_i' U} = 0 \text{ y } \overline{u_i' u_i'} = 0, \quad (3.4.4)$$

$$\overline{U_i} \neq 0 \text{ y } \overline{u_i' u_i'} \neq 0 \quad (3.4.5)$$

Estas reglas se pueden aplicar a los términos que contienen productos de valores con fluctuaciones, que en cada componente dejarían únicamente el producto de los valores medios y de los valores que fluctúan. Por ejemplo en la componente u , tendríamos:

$$\overline{(U + u') \frac{\partial(U + u')}{\partial x}} = \overline{U \frac{\partial U}{\partial x}} + \overline{U \frac{\partial u'}{\partial x}} + \overline{u' \frac{\partial U}{\partial x}} + \overline{u' \frac{\partial u'}{\partial x}} = U \frac{\partial U}{\partial x} + \overline{u' \frac{\partial u'}{\partial x}} = U \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u' u'}}{\partial x} \quad (3.4.6)$$

Si se sustituye en las ecuaciones de Navier-Stokes, ec. (3.4.4) el valor de las velocidades por su descomposición en suma de valores medios y valores de fluctuación, se toman valores medios, se desarrollan cada uno de los términos según las reglas de cálculo de valores medios y se agrupan los valores medios, quedan unas ecuaciones del tipo: incompresibles son, en notación de subíndices:

a) Conservación de la masa:

$$\begin{aligned} \frac{\partial U_i}{\partial x_i} &= 0 \\ \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \quad (3.4.7)$$

b) Equilibrio de Fuerzas (2ª ley de Newton) o Conservación de la cantidad de movimiento:

$$\begin{aligned} \rho \left(\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + W \frac{\partial U}{\partial z} \right) &= \\ &= -\frac{\partial \bar{p}}{\partial x} + \mu \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \right) - \rho \left(\frac{\partial \overline{u' u'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v' u'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{w' u'}}{\partial z} \right) \\ \rho \left(\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + W \frac{\partial V}{\partial z} \right) &= \\ &= -\frac{\partial \bar{p}}{\partial y} + \mu \left(\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial z^2} \right) - \rho \left(\frac{\partial \overline{u' v'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v' v'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{w' v'}}{\partial z} \right) \\ \rho \left(\frac{\partial W}{\partial t} + U \frac{\partial W}{\partial x} + V \frac{\partial W}{\partial y} + W \frac{\partial W}{\partial z} \right) &= \\ &= -\frac{\partial \bar{p}}{\partial z} + \rho g + \mu \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial z^2} \right) - \rho \left(\frac{\partial \overline{u' w'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v' w'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{w' w'}}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (3.4.8)$$

Estas ecuaciones se pueden escribir en forma compacta como:

$$\rho \left(\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) = -\rho g_i + \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \mu \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j^2} - \frac{\partial (\rho \overline{u_i' u_j'})}{\partial x_j} \quad (3.4.9)$$

Y agrupando los dos últimos términos:

$$\rho \left(\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) = -\rho g_i + \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\mu \frac{\partial U_i}{\partial x_j} - \rho \overline{u'_i u'_j} \right) \quad (3.4.10)$$

Como se puede ver, comparando las ecuaciones (3.4.12) con las de Navier-Stokes, deducidas para flujo viscoso laminar, ec. (3.3.11), los dos grupos de ecuaciones son formalmente idénticos salvo los términos que surgen del producto de las fluctuaciones de las componentes de la velocidad. Estos términos se pueden interpretar como fuerzas adicionales (o gradiente de tensiones en cada dirección tal y como están expresadas en estas ecuaciones) debidas a la turbulencia. Las nueve tensiones correspondientes a estos términos, se denominan tensiones de Reynolds o tensiones turbulentas (o aparentes), y son las componenetes del tensor de tensiones aparentes de Reynolds:

$$\tau_{ij}^t = -\overline{\rho u'_i u'_j} = \begin{bmatrix} -\overline{\rho u' u'} & -\overline{\rho u' v'} & -\overline{\rho u' w'} \\ -\overline{\rho u' v'} & -\overline{\rho v' v'} & -\overline{\rho v' w'} \\ -\overline{\rho u' w'} & -\overline{\rho v' w'} & -\overline{\rho w' w'} \end{bmatrix} \quad (3.4.11)$$

Por lo tanto las tensiones que actúan sobre un elemento diferencial de fluido son la suma de las tensiones viscosas y de las tensiones turbulentas:

$$\tau_{ij} = \tau_{ij}^v + \tau_{ij}^t = \mu \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \overline{\rho u'_i u'_j} \quad (3.4.12)$$

La ecuación de continuidad hace que al aplicar la derivada parcial al segundo término del paréntesis, éste se anule:

$$\frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) = \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j^2} + \frac{\partial}{\partial x_j} \frac{\partial U_j}{\partial x_i} = \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j^2} + \frac{\partial}{\partial x_i} \frac{\partial U_j}{\partial x_j} = \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j^2} \quad (3.4.13)$$

Por lo que la ecuación (3.4.9) se puede escribir:

$$\rho \left(\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) = -\rho g_i + \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \quad (3.4.14)$$

Este sistema de ecuaciones, se conoce como ecuaciones de Reynolds.

Normalmente las tensiones turbulentas son difíciles de resolver matemáticamente y se utilizan modelos de turbulencia que relacionan las tensiones de Reynolds con el campo de velocidades medias. El modelo más conocido es el de Boussinesq, que iguala la fluctuación de las componentes de la velocidad con el gradiente de la velocidad media en cada dirección, siendo la relación de proporcionalidad la viscosidad turbulenta:

$$\tau_{ij}^t = -\overline{\rho u_i u_j} = -\rho \nu_t \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.4.15)$$

3.5. Ecuaciones de Navier-Stokes promediadas en calado. Ecuaciones bidimensionales o de aguas poco profundas.

Las ecuaciones de Reynolds deducidas en el apartado anterior, son las ecuaciones de la hidráulica en tres dimensiones pero promediadas en el tiempo. Resolver estas ecuaciones en un problema general puede ser bastante lento y costoso. Sin embargo para el problema del flujo en inundaciones, se pueden asumir ciertas simplificaciones que reducen la complejidad de la resolución. Las características principales de este flujo son la gran extensión en las dimensiones horizontales y los pequeños calados verticales en comparación con las otras dos dimensiones. Aunque las profundidades y velocidades en vertical no son en absoluto despreciables, sí lo es el área de las zonas con altos calados y velocidades respecto al resto. Es decir se puede considerar como un flujo somero claramente bidimensional.

Las ecuaciones de un flujo somero o bidimensional se obtienen promediando en el calado todas las variables. El primer paso es asumir que las velocidades verticales, w , son despreciables. A continuación, las velocidades en x e y se promedian en el calado, obteniéndose:

$$\begin{aligned} U_d &= \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_w} U(x, t) dz \\ V_d &= \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_w} V(y, t) dz \\ W_d &= \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_w} W(z, t) dz = 0 \end{aligned} \quad (3.5.1)$$

Donde z_w es la cota de lámina de agua y z_b es la cota absoluta del fondo, y $H = z_w - z_b$ es el calado de agua. Las condiciones de contorno de este problema son tres: fondo rígido, superficie de agua y presión hidrostática en los contornos de aguas arriba y aguas abajo.

El fondo rígido y la condición de no deslizamiento en las paredes se puede expresar matemáticamente como:

$$\begin{aligned} \frac{\partial z_b}{\partial t} = 0; \quad \frac{Dz_b(x_i, t)}{Dt} &= \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial z_b}{\partial x_i} \frac{\partial x_i}{\partial t} = \frac{\partial z_b}{\partial t} + U_i^b \frac{\partial z_b}{\partial x_i} = U_i^b \frac{\partial z_b}{\partial x_i} = 0 \\ U^b = V^b = W^b &= 0 \end{aligned} \quad (3.5.2)$$

La condición de la superficie de agua se puede definir como que cualquier partícula que esté en la superficie de agua permanece en ellas a lo largo del tiempo, matemáticamente se puede expresar como:

$$\frac{Dz_w(x_i, t)}{Dt} = \frac{\partial z_w}{\partial t} + \frac{\partial z_w}{\partial x_i} \frac{\partial x_i}{\partial t} = \frac{\partial z_w}{\partial t} + U_i^w \frac{\partial z_w}{\partial x_i} = 0 \quad (3.5.3)$$

Las condiciones de presión hidrostática se pueden expresar:

$$\frac{\partial \bar{p}}{\partial z} = -\rho g \quad (3.5.4)$$

Que coincide con la ecuación de equilibrio de fuerzas en la coordenada z , teniendo en cuenta que la velocidad en esa dirección es nula, y que promediada en el calado queda:

$$\bar{p} = -\rho g(z_w - z) + p_a \quad (3.5.5)$$

Donde la presión atmosférica en la superficie del agua, p_a , se considera nula.

Integrando las ecuaciones de Reynolds en el calado, tenemos:

a) Ecuaciones de continuidad o conservación de la masa:

$$\int_{z_b}^{z_b+h} \frac{\partial U_i}{\partial x_i} dz = 0 \quad (3.5.6)$$

Que aplicando la regla de Leibniz se pueden escribir como:

$$\int_{z_b}^{z_b+h} \frac{\partial U_i}{\partial x_i} dz = \frac{\partial}{\partial x_i} \int_{z_b}^{z_b+h} U_i dz - U_i(z_b + h) \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x_i} + U_i(z_b) \frac{\partial z_b}{\partial x_i} \quad (3.5.7)$$

Sustituyendo los valores de las velocidades promediadas en calado, e incorporando las condiciones de contorno de las Ecs. (3.5.2) y (3.5.3), la ecuación de conservación de la masa en las ecuaciones bidimensionales promediadas en calado queda:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(U_d H)}{\partial x} + \frac{\partial(V_d H)}{\partial y} = 0 \quad (3.5.8)$$

b) Ecuaciones de conservación de la cantidad de movimiento:

Si se integra en el calado la ecuación 3.4.14 tenemos:

$$\int_{z_b}^{z_b+h} \rho \left(\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) dz = - \int_{z_b}^{z_b+h} \rho g_i dz + \int_{z_b}^{z_b+h} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} dz + \int_{z_b}^{z_b+h} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\mu \frac{\partial U_i}{\partial x_j} - \rho \overline{u_i u_j} \right) dz \quad (3.5.9)$$

Que separada en las dos componentes x e y :

$$\int_{z_b}^{z_b+h} \rho \left(\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + W \frac{\partial U}{\partial z} \right) dz = \quad (3.5.10)$$

$$= -\rho H g_x + \int_{z_b}^{z_b+h} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} dz + \int_{z_b}^{z_b+h} \mu \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \right) dz - \int_{z_b}^{z_b+h} \rho \left(\frac{\partial \overline{u'u'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'u'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{w'u'}}{\partial z} \right) dz$$

$$\int_{z_b}^{z_b+h} \rho \left(\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + W \frac{\partial V}{\partial z} \right) dz = \quad (3.5.11)$$

$$= -\rho H g_y + \int_{z_b}^{z_b+h} \frac{\partial \bar{p}}{\partial y} dz + \int_{z_b}^{z_b+h} \mu \left(\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial z^2} \right) dz - \int_{z_b}^{z_b+h} \rho \left(\frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'v'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{w'v'}}{\partial z} \right) dz$$

Usando la regla de Leibniz y otras condiciones, como la de presión hidrostática, lecho fijo y las definiciones de velocidades promediadas en calado, se pueden ir desarrollando los términos:

Término de aceleración no permanente:

$$\begin{aligned} \int_{z_b}^{z_b+h} \rho \frac{\partial U_i}{\partial t} dz &= \frac{\partial}{\partial t} \int_{z_b}^{z_b+h} \rho U_i dz - \rho U_i^w \frac{\partial(z_b+h)}{\partial t} + \rho U_i^b \frac{\partial z_b}{\partial t} = \\ &= \rho \frac{\partial(HU_d^i)}{\partial t} - \rho U_i^w \frac{\partial(z_b+h)}{\partial t} + \rho U_i^b \frac{\partial z_b}{\partial t} \end{aligned} \quad (3.5.12)$$

Término de aceleración convectiva:

$$\begin{aligned} \int_{z_b}^{z_b+h} \rho U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} dz &= \frac{\partial}{\partial x_j} \int_{z_b}^{z_b+h} \rho U_j U_i dz - \rho U_j^w U_i^w \frac{\partial(z_b+h)}{\partial x_j} + \rho U_j^b U_i^b \frac{\partial z_b}{\partial x_j} \\ &= \rho \frac{\partial(HU_d^j U_d^i)}{\partial x_j} - \rho U_j^w U_i^w \frac{\partial(z_b+h)}{\partial x_j} + \rho U_j^b U_i^b \frac{\partial z_b}{\partial x_j} \end{aligned} \quad (3.5.13)$$

Término de presiones:

$$\int_{z_b}^{z_b+h} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} dz = \frac{\partial}{\partial x_i} \int_{z_b}^{z_b+h} \bar{p} dz - \overline{p(z_b+h)} \frac{\partial(z_b+h)}{\partial x_i} - \overline{p(z_b)} \frac{\partial z_b}{\partial x_i} = -\rho g H \frac{\partial H}{\partial x_i} - \rho g H s_i \quad (3.5.14)$$

Término de las tensiones de corte, considerando nula la tensión en la superficie:

$$\begin{aligned} \int_{z_b}^{z_b+h} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\mu \frac{\partial U_i}{\partial x_j} - \rho \overline{u_i u_j} \right) dz &= \int_{z_b}^{z_b+h} \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} dz = \\ &= \frac{\partial}{\partial x_j} \int_{z_b}^{z_b+h} \tau_{ij} dz - \tau_{ij}(z_b+h) \frac{\partial(z_b+h)}{\partial x_j} + \tau_{ij}(z_b) \frac{\partial z_b}{\partial x_j} = \frac{\partial H \tau_{ij}}{\partial x_j} + \tau_{bj} \frac{\partial z_b}{\partial x_j} \end{aligned} \quad (3.5.15)$$

Las tensiones tangenciales en el fondo, τ_{bi} , se pueden desprestigiar excepto la que se produce en el plano horizontal en la direcci3n principal de la corriente, que es la conocida tensi3n de fondo, $\tau_{bx} = \tau_b$, cuyo valor es:

$$\begin{aligned}\tau_{yz}(z_b) &= \tau_{bx} = \tau_b = \rho g H s_x \\ \tau_{xz}(z_b) &= \tau_{by} = 0;\end{aligned}\tag{3.5.16}$$

Sustituyendo el desarrollo de los t3rminos en la Ec. (3.5.9) y aplicando las condiciones de contorno, Ecs. (3.5.2) y (3.5.3), queda:

$$\rho \frac{\partial(HU_d^i)}{\partial t} + \rho \frac{\partial(HU_d^j U_d^i)}{\partial x_j} = -\rho g H \frac{\partial(z_b + H)}{\partial x_i} + \frac{\partial H \tau_{ij}}{\partial x_j} + \tau_{bj} \frac{\partial z_b}{\partial x_j}\tag{3.5.17}$$

Y separando en las dimensiones x e y :

$$\rho \frac{\partial(UH)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho U^2 H)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho VUH)}{\partial y} = -\rho g H I_x + \frac{\partial H \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial H \tau_{xy}}{\partial y} + \tau_{bx} s_x\tag{3.5.18}$$

$$\rho \frac{\partial(VH)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho V^2 H)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho UVH)}{\partial x} = -\rho g H I_y + \frac{\partial H \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial H \tau_{yy}}{\partial y} + \tau_{by} s_y\tag{3.5.19}$$

Que para flujo permanente y uniforme, queda reducida en la direcci3n $-x$:

$$\frac{\partial(\rho VUH)}{\partial y} = -\rho g H I_x + \frac{\partial H \tau_{xy}}{\partial y} + \tau_{bx} s_x\tag{3.5.20}$$

4. GENERALIZACION DEL COEFICIENTE APARENTE DE FRICCIÓN EN CAUCES RECTOS.

4.1. Introducción

Como se ha indicado en el Estado del Conocimiento, los métodos tradicionales de cálculo del caudal aplicados a secciones compuestas no dan buenos resultados. De los dos métodos más usados en los libros, el método del canal único (SCM) subestima los caudales dando niveles superiores a los reales y el método de la división vertical en zonas (DCM-v) da caudales mayores, lo que lleva a niveles menores. En los últimos treinta años, y paralelamente al aumento del conocimiento del flujo desbordado en cauces compuestos, se han desarrollado nuevos métodos para estimar adecuadamente la capacidad hidráulica de este tipo de secciones. Hasta el momento ninguno de estos métodos se puede considerar completamente satisfactorio. Knight (2001) realizó una revisión de los más estudiados y presentó sus ventajas e inconvenientes. De los cuatro métodos revisados por Knight, el ASFM, el COHM, el WDCM y el EDM, el primero de ellos es el que físicamente mejor define el problema.

El ASFM ha sido el más estudiado de los nuevos métodos que se han desarrollado para resolver el problema del cálculo del caudal en secciones compuestas. Este método tiene una importante base física y su único inconveniente radica en la estimación de la tensión aparente de corte. Como se ha indicado en el estado del conocimiento, la mayoría de las fórmulas desarrolladas para estimar esta tensión fueron obtenidas para un rango reducido de variables geométricas. En la Tabla 2.3.1 se presentó un resumen de las fórmulas más importantes, mostrándose las variables geométricas y los coeficientes experimentales involucrados en el cálculo de la tensión aparente de corte, así como el rango de validez de cada una. El significado de los símbolos de la Tabla 2.3.1 se puede ver en la Figura 2.3.2 pero es importante apuntar que ΔU es igual a $U_c - U_f$, e indica la diferencia de velocidades entre el cauce y la llanura, calculadas con la fórmula de Manning aplicada a cada subzona por separado. Por el contrario, el término $U_c^m - U_f^m$ se calcula a partir de las velocidades medias después de la transferencia de momentos, siendo necesario un proceso iterativo.

Las fórmulas empíricas ajustan bien para las series de datos para las que fueron desarrolladas. Sin embargo, debido a su desarrollo estadístico su validez para otros datos debe ser analizada.

4.2. Ecuaciones del ASFM

Aunque las ecuaciones del ASFM fueron presentadas en el apartado 2.3, la ecuación fundamental del método se ha deducido mediante un procedimiento diferente al de otros autores, que hace interesante incluir la deducción antes del análisis de los datos.

La ecuación del ASFM se va a obtener integrando las ecuaciones generales de Navier-Stokes. En primer lugar se asume que el flujo en canales rectos es unidireccional, en la dirección principal de la corriente, lo que significa que las componentes vertical y transversal del flujo se desprecian. La ecuación de la componente-x (la principal del flujo) de las tres componentes de la ecuación de

equilibrio de la cantidad de movimiento, Ec. (3.4.7) en Cap. 3, se puede combinar con la ecuación de conservación de la masa Ec. (3.4.8) y aplicando la regla de Leibniz obtener:

$$\rho \left[\frac{\partial(UV)}{\partial y} + \frac{\partial(UW)}{\partial z} \right] = \rho \cdot g \cdot s + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \quad (4.2.1)$$

donde U , V y W son las componentes de la velocidad del flujo en las direcciones x , y , z , que son las direcciones longitudinal, lateral y vertical respectivamente, ρ es la densidad del agua, g es la aceleración de la gravedad, s es la pendiente del fondo del canal, y τ_{yx} y τ_{zx} corresponden a las tensiones de corte en planos paralelos a la dirección- x y perpendiculares a las direcciones- y , $-z$ respectivamente. Wormleaton (1988) integró la ecuación de arriba sobre el calado, sin el término de los flujos secundarios (izquierda) y obtuvo la ecuación denominada Dynamic Equation of Lateral depth-averaged Velocity distribution (DELV):

$$g \cdot s - \frac{\tau_b}{\rho \cdot H} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} = 0 \quad (4.2.2)$$

donde τ_b es la tensión de corte en el contorno. Shiono y Knight (1991) integraron la Ec. (4.2.1) sobre el calado, pero incluyendo el término de flujos secundarios, obteniendo la ecuación completa de Navier-Stokes promediada en calado para 2-D, también conocida como ecuación de aguas poco profundas o someras:

$$\frac{\partial}{\partial y} [H \cdot (\rho \overline{UV})_d] = \rho \cdot g \cdot H \cdot s + \frac{\partial}{\partial y} [H \cdot (\tau_{yx})_d] - \tau_b \quad (4.2.3)$$

donde H es el calado en cada punto, $[H \cdot (\rho \overline{UV})_d]$ son los flujos secundarios integrados en el calado, y $(\tau_{yx})_d$ representa la tensión de corte lateral integrada sobre el calado. El subíndice d representa la integración en el calado de los términos a los que afecta. Para obtener la ecuación de equilibrio de la cantidad de movimiento en 1D, es necesario integrar la ecuación 4.2.3 en el ancho o integrar la ecuación 4.2.1 en el área. La ecuación resultante queda:

$$\rho \cdot g \cdot A \cdot s + \left\{ \begin{array}{l} [H \cdot (\tau_{yx})_d - H \cdot (\rho \overline{UV})_d]_r \\ - [H \cdot (\tau_{yx})_d - H \cdot (\rho \overline{UV})_d]_l \end{array} \right\} - \tau_b \cdot P_w = 0 \quad (4.2.4)$$

Donde los subíndices l y r son los límites de la izquierda y la derecha de las sub-áreas en que la ecuación 4.2.3 es integrada, A es el área, y P_w es el perímetro mojado. Si los límites derecho e izquierdo de la integral son respectivamente, la línea que separa el cauce y la llanura y el centro del cauce principal, donde τ_{yx} se supone por simetría que es cero, entonces se puede escribir para el cauce completo:

$$\rho \cdot g \cdot A_c \cdot s + \{h_{fr} \cdot \tau_{ar} + h_{fl} \cdot \tau_{al}\} - \tau_{bc} \cdot P_c = 0 \quad (4.2.5)$$

donde h_{fr} y h_{fl} son respectivamente los calados de las llanuras derecha e izquierda, τ_{ar} y τ_{al} son las tensiones aparentes de corte que actúan en la línea vertical que separa el cauce y la llanura derecha e izquierda, respectivamente. A_c es el área del cauce principal y P_c es el perímetro mojado del cauce principal. Las tensiones aparentes de corte pueden ser expresadas, de forma teórica, como suma de dos términos, el término de convección, $(\rho\overline{UV})_d$, y el término de difusión o disipativo, $(\tau_{yx})_d$:

$$\tau_a = (\tau_{yx})_d - (\rho\overline{UV})_d \quad (4.2.6)$$

En las llanuras, los límites de integración pueden ser la interfaz con el cauce principal y el contorno o pared lateral, obteniéndose:

$$\rho \cdot g \cdot A_f \cdot s - h_f \cdot \tau_a - \tau_{bf} \cdot P_f = 0 \quad (4.2.7)$$

donde A_f es el área y P_f es el perímetro mojado, de la llanura. En un cauce con llanuras simétricas, el sumando entre llaves de la Eq. (4.2.5) sería $2h_f\tau_a$. Las ecuaciones anteriores son similares a las desarrolladas mediante el equilibrio de fuerzas en un volumen de control por Myers (1978), que introdujo el Apparent Shear Force Method (ASFM). La ventaja del desarrollo propuesto en este trabajo es que la tensión aparente de corte, actuante en la línea vertical imaginaria que separa el cauce y las llanuras, puede entenderse con una suma de varios términos, Ec. (4.2.6).

4.3. Datos experimentales

En este trabajo, un gran abanico de datos experimentales, publicados por diferentes autores, se han usado para estimar el coeficiente aparente de fricción en la línea vertical de separación entre cauce llanura. Los datos de tensión aparente de corte estimados por Wormleaton et al (1982), Knight et al (1983, 1984), Notsopoulos y Hadjipanos (1983), Prinos y Townsend (1984) y Atabay et al (2005), en canales de pequeña escala, han sido usados en este análisis. En la Tabla 4.3.1 se muestran las características geométricas y de rugosidad de los experimentos desarrollados en estos pequeños canales de ensayo. En la Figura 4.3.1a se pueden observar las dimensiones de las diferentes secciones usadas en estos ensayos, para el caso más ancho analizado por cada autor.

Los mejores datos publicados en canales de gran escala sobre el flujo desbordado en cauces prismáticos con dos niveles son los de las series de ensayos obtenidos en el Flood Channel Facility (FCF). Los datos de las series A relativos a las tensiones aparentes de corte han sido analizados en este trabajo. En la Tabla 4.3.1 se muestran las características geométricas y de rugosidad de los experimentos desarrollados en el FCF. Todas las series de datos, tanto de canales de pequeña escala como del FCF, fueron obtenidas en condiciones de flujo uniforme. En la Figura 4.3.1b se pueden observar las diferentes dimensiones de los canales de pequeña escala y del FCF.

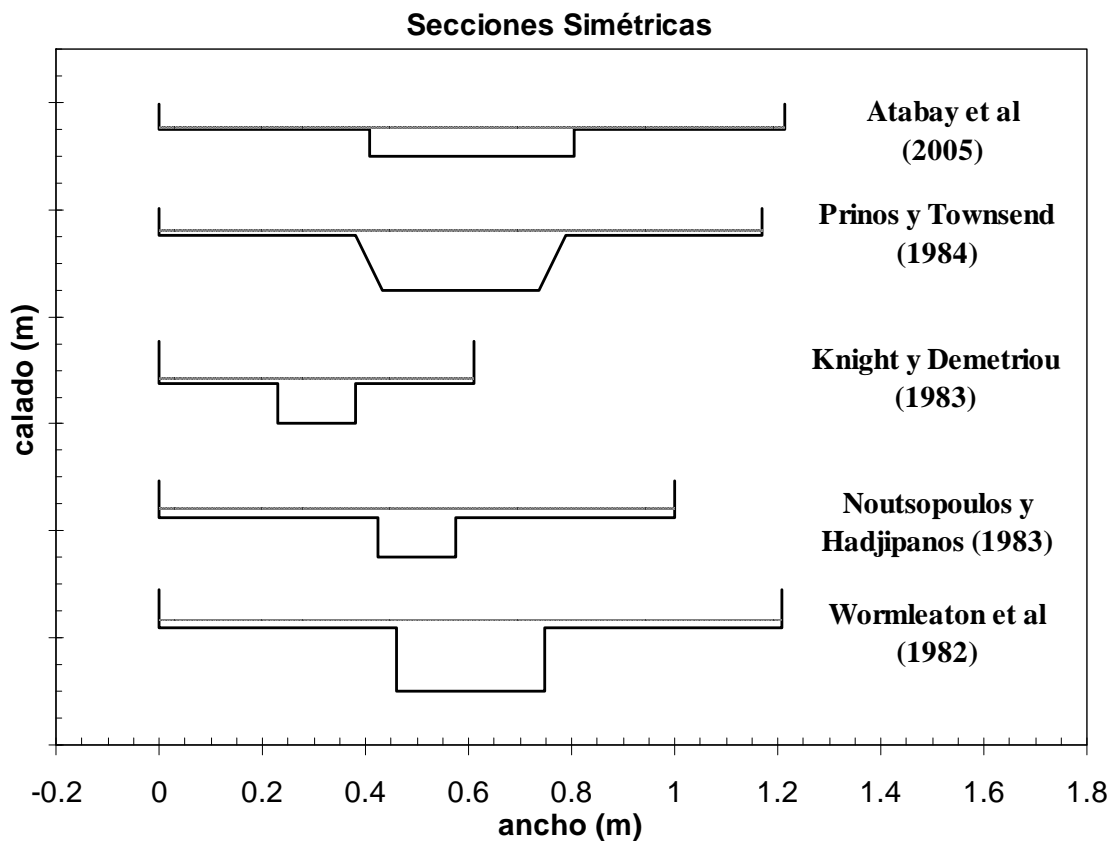


Figura 4.3.1a. Dimensiones de algunos canales de pequeña escala. Las escalas horizontal y vertical son idénticas. (*)

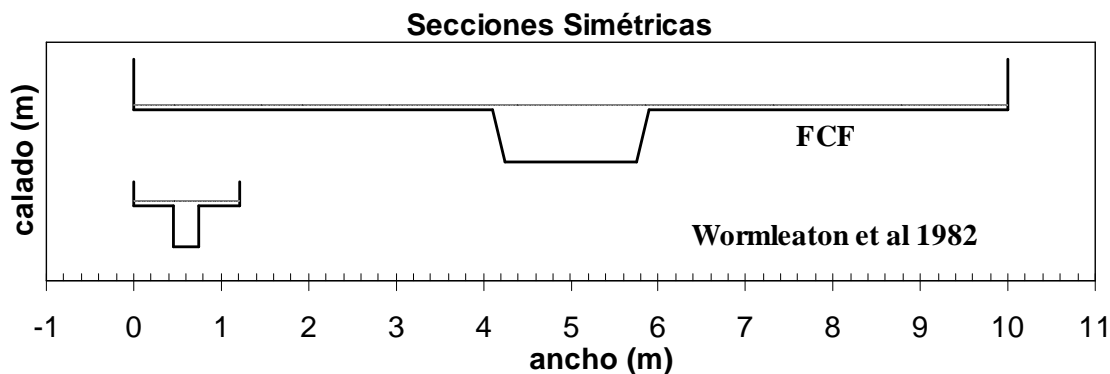


Figura 4.3.1b. Comparación entre la sección simétrica del FCF y de uno de los canales de pequeña escala. La escala vertical es 3 veces mayor que la horizontal. (*)

(*) Las líneas de puntos indican el menor calado de cada serie, y el límite superior de las llanuras indican el mayor calado.

Tabla 4.3.1. Parámetros principales de los a) canales de pequeña escala y b) el canal de gran escala, FCF, analizados. Dimensiones en metros.

a) Autores (canales de pequeña escala)	Series ref.	h/b	B/b	Forma del Cauce (pendiente márgen- i)	Rugosidad Llanuras (n_f)	Ancho Llanuras (B_f)	Calado Cauce (h)	Pend. (x1000)	Datos (N)
Wormleaton et al (1982)	W-A	0.42	4.19	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.011)	0.46 x 2 Sim	0.12	0.43	7
Wormleaton et al (1982)	W-B/D	0.42	4.19	Rectangular (0H:1V)	rugosas (0.014-0.021)	0.46 x 2 Sim	0.12	0.43	22
Notsopoulos and Hadjipanos (1983)	NH-A1 NH-A2 NH-A4	0.50	6.67 5.00 4.00	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.011)	0.425 x 2 Sim 0.325 x 2 Sim 0.225 x 2 Sim	0.075	1.5	5 6 5
Knight y Demetriou (1983)	KD-s3 KD-s2 KD-s1	0.50	4.00 3.00 2.00	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.01)	0.229 x 2 Sim 0.152 x 2 Sim 0.076 x 2 Sim	0.076	0.966	6 6 6
Knight et al (1983)	K-a3	0.50	4.00	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.01)	0.229 x 1 Asim	0.076	0.966	7
Knight y Hamed (1984)	KH-r	0.50	4.00	Rectangular (0H:1V)	rugosas (0.013-0.06)	0.229 x 2 Sim	0.076	0.966	36
Prinos y Townsend (1984)	PT-A1 PT-A2	0.50 0.33	5.26 3.83	Trapezoidal (1H:2V)	lisas (0.011)	0.203 x 2 Sim 0.305 x 2 Sim	0.102	0.3	10
Prinos y Townsend (1984)	PT-B/D	0.50 0.33	5.26 3.83	Trapezoidal (1H:2V)	rugosas (0.014-0.022)	0.203 x 2 Sim 0.305 x 2 Sim	0.102	0.3	30
Baird y Ervine (1984)-tabla 15	BE-A1 ... BE-C5	0.13 ... 0.76	2.00- ... 7.00	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.01)	0.2-0.8 x 1 Asim	0.052-0.152	1	113
Atabay et al (2004)	A-sr	0.13	3.05	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.0091)	0.407 x 1 Sim	0.05	2.024	12
Atabay et al (2005)	A-ar	0.13	3.05	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.0091)	0.407 x 2 Asim	0.05	2.024	12
Atabay et al (2004)	A-am	0.13	3.05	Rectangular (0H:1V) cauce móvil	lisas (0.0091)	0.407 x 1 Asim	≈ 0.05	2.024	9
Atabay et al (2005)	A-sm	0.13	3.05	Rectangular (0H:1V) cauce móvil	lisas (0.0091)	0.407 x 2 Sim	≈ 0.05	2.024	8

b) Autores (canal de gran escala)	Series ref.	h/b	B/b	Forma del Cauce (pendiente márgen- i)	Rugosidad Llanuras (n_f)	Ancho Llanuras (B_f)	Calado Cauce (h)	Pend. (x1000)	Datos (N)
Wormleaton y Merret (1990)	FCF-s1 FCF-s2 FCF-s3	0.1	6.57 4.10 2.10	Trapezoidal (1H:1V)	lisas (0.01)	4.10 x 2 Sim 2.25 x 2 Sim 0.75 x 2 Sim	0.15	1.027	7 8 7
Knight y Shiono (1996)-ser. 6	FCF-s6	0.1	4.10	Trapezoidal (1H:1V)	lisas (0.01)	2.25 x 1 Asim	0.15	1.027	8
Wormleaton y Merret (1990)-ser. 7	FCF-s7	0.1	4.10	Trapezoidal (1H:1V)	rugosas (0.012-0.037)	2.25 x 2 Sim	0.15	1.027	8
Knight y Shiono (1996)-ser. 8	FCF-s8	0.1	4.10	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.01)	2.25 x 2 Sim	0.15	1.027	8
Knight y Shiono (1996)-ser. 10	FCF-s10	0.1	4.10	Trapezoidal (2H:1V)	lisas (0.01)	2.25 x 2 Sim	0.15	1.027	8

4.4. Análisis de los datos

Los datos usados en este trabajo han sido comparados con los resultados obtenidos de aplicar las fórmulas existentes en la bibliografía. Los errores medios en tanto por ciento (E_{τ_a}), obtenidos con la fórmula empírica obtenida por cada autor se muestran en la Tabla 4.4.1. Estos errores medios se calculan a partir del error en tanto por ciento (%), y en valor absoluto, del dato de la tensión aparente para cada calado y caudal ($E_{\tau_a}^i$), como:

$$E_{\tau_a}^i(\%) = \left| \frac{(\tau_a)_{exp} - (\tau_a)_{formula}}{(\tau_a)_{exp}} \right| \times 100; \quad E_{\tau_a}(\%) = \frac{\sum_{i=1}^N E_{\tau_a}^i(\%)}{N} \quad (4.4.1)$$

donde $(\tau_a)_{exp}^i$ es la tensión aparente de corte estimada a partir de las medidas de las tensiones de fondo para cada calado, $(\tau_a)_{formula}^i$ es la tensión aparente de corte calculada usando las diferentes formulas, y N es el número de datos (Tabla 4.3.1), medidos en diferentes calados, para cada serie geométrica.

La comparación de los valores experimentales con las tensiones aparentes calculadas, muestra que cada fórmula es únicamente válida para las series de datos para las que fue ajustada, como indicó Knight (2001). Por ejemplo, en la Figura 4.4.1a se muestran los valores de las tensiones aparentes de corte estimadas en los canales de pequeña escala y se comparan con los valores calculados con diferentes fórmulas. De los errores medios mostrados en la Tabla 4.4.1, se puede ver que la formula empírica desarrollada por Knight et al (1983, 1984) da bastante buenas predicciones para el rango de datos de pequeña escala analizados. El resto de fórmulas fallan para calados o anchos diferentes del rango de validez de cada fórmula. La expresión WM ajusta bien para los datos de Knight y Demetriou (1983) pero para las series de Notsopoulos y Hadjipanós (1983) no da buenos resultados. La fórmula KDH da tan buenas predicciones debido a que más de la mitad de los datos incluyen su rango de validez, las series de Knight y Demetriou (1983) y Notsopoulos y Hadjipanós (1983). Las fórmulas con base física que consideran el coeficiente de interacción constante (EB y S) dan malas estimaciones, sin embargo con la expresión de Cristodoulou (1992) que usa un coeficiente dependiente del ancho los resultados son muy buenos.

La comparación de las tensiones aparentes obtenidas de las formulas, con los datos del FCF, clarifican la variabilidad del ajuste para diferentes geometrías, Figura 4.4.1b. La mayoría de las fórmulas desarrolladas en canales de pequeña escala fallan en predecir la tensión aparente estimada de las medidas del FCF. La fórmula de KDH que da un error medio bajo (14 %) en pequeña escala, no es válida para el FCF (más del 50 % de error), como se puede ver en la Tabla 4.4.1. Las fórmulas con base física y con un coeficiente constante (EB y S) dan precciones razonables, excepto para la serie 3, el caso con las llanuras más estrechas. El problema de estas fórmulas, es que el uso de un coeficiente constante presenta resultados muy similares de la tensión aparente cualquiera que sea el ancho de la llanura. En la Figura 4.4.2 se muestra que la tensión aparente de corte está fuertemente influenciada por la relación de anchos entre llanura y cauce. La expresión de Cristodoulou (1992), que asume la variación del coeficiente aparente de fricción con la relación de anchos, da buenos resultados (error medio de 18%).

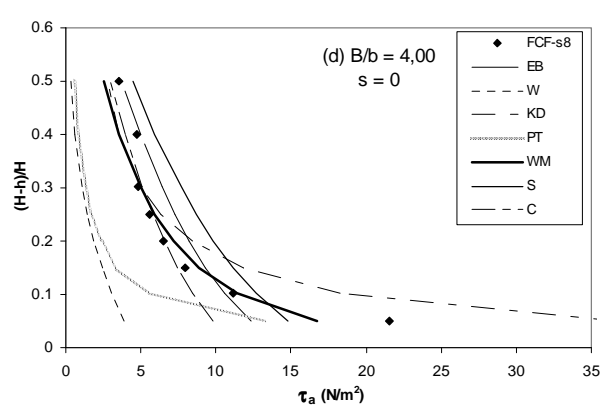
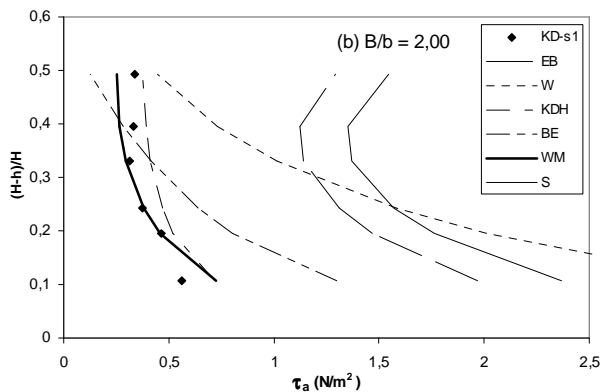
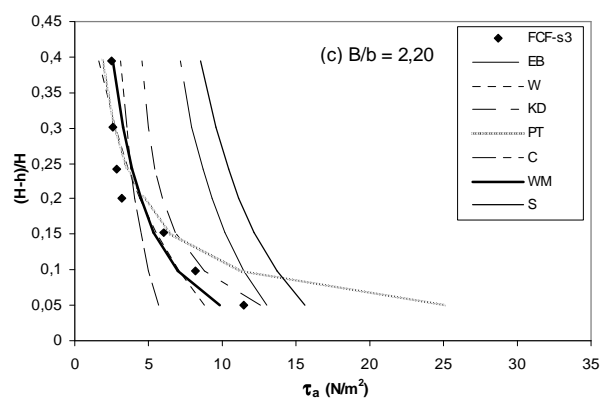
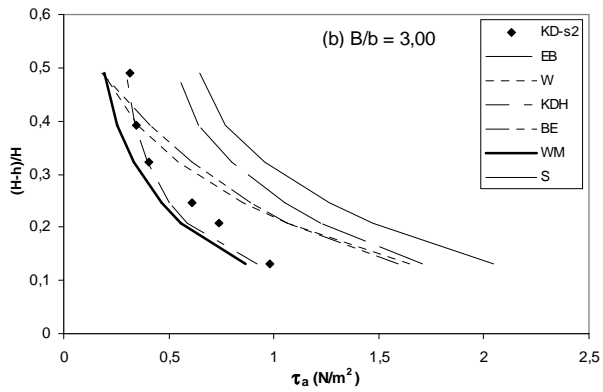
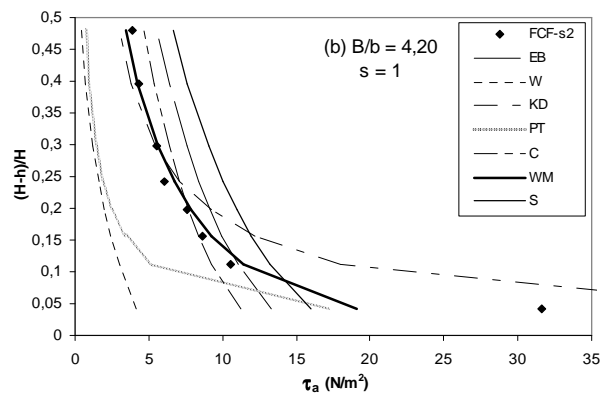
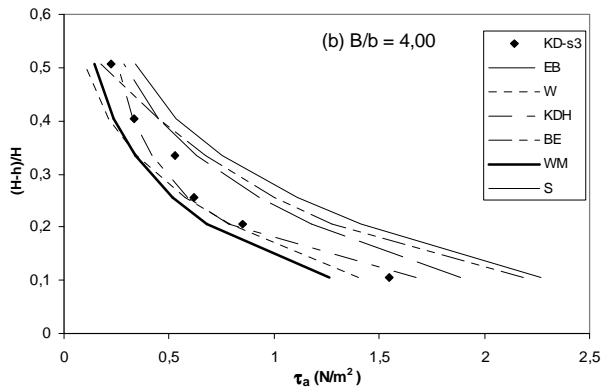
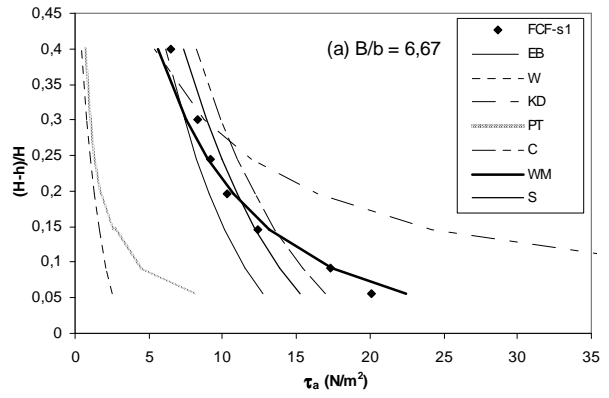
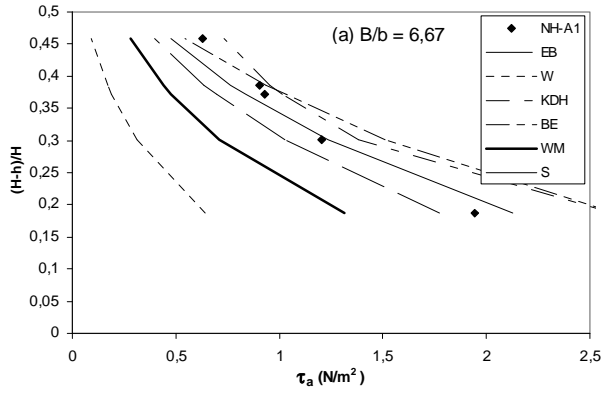


Figura 4.4.1a. Valores experimentales de las tensiones aparentes, en pequeña escala, y resultados obtenidos con diferentes fórmulas. (a) $B/b = 6,67$; (b) $B/b = 4,00$; (c) $B/b = 3,00$; (d) $B/b = 2,00$.

Figura 4.4.1b. Valores experimentales de las tensiones aparentes, en el FCF, y resultados obtenidos con diferentes formulas. (a) $B/b = 6,67$; (b) $B/b = 4,20$; (c) $B/b = 2,20$; (d) $B/b = 4,00$.

Tabla 4.4.1. Resultados obtenidos con las fórmulas de otros autores para a) pequeña escala y b) FCF.

Formulas de la Tensión Aparente de Corte (pequeña escala)												
	EB	W	BE	KDH	PT	WM	S	τ_a -empírica de cada autor	Cristodoulou (1992)	Formulación propuesta	no. datos	
a) Serie de ensayos	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)		$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	
W-A	19,3	13,7	71,5	15,6	28,0	11,6	43,2	Wormleaton et al. (1982)	13,7	9,6	11,9	7
NH-A1	23,0	77,4	17,7	16,3	76,6	45,8	12,4	Knight et al. (1983)* * canal de similares características	16,3	11,5	23,8	5
NH-A2	12,6	73,4	15,6	7,5	73,5	48,9	6,4		7,5	7,9	29,9	6
NH-A4	70,4	40,4	39,4	30,6	46,0	29,9	104,0		30,6	36,4	24,1	5
KD-s3	32,1	25,3	39,5	9,4	33,4	25,4	58,6	Knight et al. (1983)	9,4	8,1	15,6	6
KD-s2	77,6	37,9	44,0	8,9	21,3	23,7	113,0		8,9	6,8	14,1	6
KD-s1	250,0	248,0	64,0	20,6	107,0	13,7	319,0		20,6	40,0	19,6	6
PT-A1	48,6	13,4	24,9	5,6	6,8	19,1	70,3	Prinos y Townsend (1984)	11,3	54,1	12,8	5
PT-A2	58,5	30,3	40,5	11,5	6,4	19,6	82,1		3,5	33,0	14,3	5
A-sr	36,7	56,4	88,0	16,1	63,2	23,3	64,0	Knight et al. (1983)* * mismo co--autor	16,1	19,8	14,2	12
MAE (%)	60,5	61,8	50,0	14,3	48,8	25,4	85,8		11,6	21,5	17,6	63

Formulas de la Tensión Aparente de Corte (FCF)												
	EB	W	BE	KDH	PT	WM	S	τ_a -empírica de cada autor	Cristodoulou (1992)	Formulación propuesta	no. datos	
b) Serie de ensayos	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)		$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	$E_{\tau a}$ (%)	
FCF-s1	17,9	88,9	31,4	87,1	84,7	6,6	11,7	Wormleaton y Merret (1990)	6,6	17,2	10,1	7
FCF-s2	32,8	78,5	56,2	30,1	76,8	11,0	54,4		11,0	19,2	10,2	8
FCF-s3	114,0	19,1	108,0	48,1	31,6	21,6	154,0		21,6	34,3	19,1	7
FCF-s8	20,4	78,0	67,0	34,8	76,1	16,0	37,9		16,0	16,0	13,6	8
FCF-10	13,5	77,8	57,5	63,8	73,6	17,4	34,6		17,4	5,6	17,2	8
MAE (%)	41,4	69,7	66,7	53,3	69,9	14,6	61,4		14,6	18,1	14,0	38

* MAE (%) es el Error Medio Absoluto en tanto por ciento para cada serie de datos

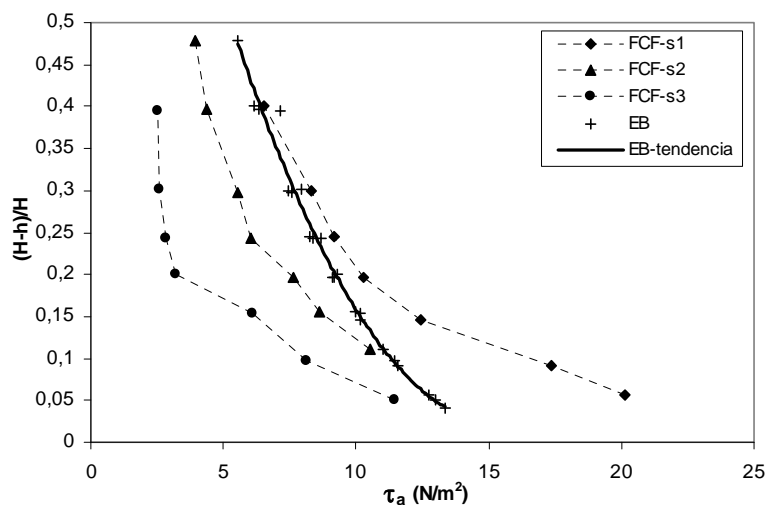


Figura 4.4.2. Valores experimentales de la tensión aparente, obtenidos en las series del FCF con diferentes relaciones de anchos y valores estimados con EB.

La validez de cada fórmula empírica queda restringida pues a las series de datos de las que fueron deducidas. La formula propuesta por Wormleaton y Merret (1990) da buen ajuste para el FCF y para los canales de pequeña escala, aunque para algunas series el error medio es superior al 40%. Por lo tanto, es necesario desarrollar una formulación general que sea válida para un amplio rango de geometrías y de distribuciones de rugosidad. Las fórmulas basadas en la hipótesis de Prandtl, Ecuación (2.3.27), parecen ser las más apropiadas, siendo necesario calibrar el coeficiente adimensional para diferentes condiciones. La dependencia del coeficiente aparente de fricción con la relación de anchos fue analizada por Cristodoulou (1992). En el siguiente apartado se analizará la variación del coeficiente aparente de fricción con otros parámetros geométricos, el coeficiente de forma del cauce, la relación de calados, la pendiente de las márgenes del cauce y la asimetría de las llanuras, y también se analizará su variación con la rugosidad de las llanuras y del cauce móvil.

4.5. Nueva Formulación para el Coeficiente Aparente de Fricción

En la Ecuación (2.3.27) el coeficiente que multiplica a la diferencia de velocidades al cuadrado ha sido analizado por diferentes autores. La mayoría de ellos le han dado un valor constante, independiente de la geometría y de la rugosidad de las llanuras. Sin embargo, Cristodoulou (1992), que adimensionalizó el coeficiente multiplicando por la densidad del agua, estableció que este coeficiente, denominado coeficiente aparente de fricción, dependía de la forma de la sección. El análisis de Cristodoulou solo incluyó cauces con llanuras de rugosidad uniforme.

En los casos en los que la rugosidad de las llanuras es diferente de la del cauce, la relación de rugosidades debe incluirse en la tensión aparente de fricción, tal y como demostraron Knight y Hamed (1984) y Dittrich et al (1999). De forma general el coeficiente aparente de fricción se puede escribir como una función de varias relaciones geométricas y de rugosidad:

$$C_{fa} = C_{fa} \left(\frac{B}{b}, \frac{(H-h)}{h}, \frac{b}{h}, n_r \right) \quad (4.5.1)$$

donde B/b , $(H-h)/h$, b/h y n_r son la relación de anchos, la relación de calados, el coeficiente de forma del cauce y la relación de rugosidades. La dependencia de C_{fa} con los diferentes ratios geométricos y de rugosidad será analizada a continuación.

4.5.1. Secciones Simétricas

Dependencia de la relación de anchos

La variación de C_{fa} con la relación de anchos de la llanura y el cauce fue estudiada por Cristodoulou (1992), que la expresó como:

$$C_{fa} = 0.01 \frac{B}{b} \quad \text{para secciones simétricas, con dos llanuras} \quad (4.5.2)$$

$$C_{fa} = 0.04 \frac{B}{b} \quad \text{para secciones asimétricas, con una llanura} \quad (4.5.3)$$

donde B es la mitad del ancho total de la sección, b es la mitad del ancho del fondo del cauce, y los valores 0.01 y 0.04, son dos coeficientes constantes que fueron ajustados por Cristodoulou para diferentes series de datos de canales de pequeña escala. En la Figura 4.5.1 se puede observar el ajuste entre los datos y los resultados obtenidos con el valor de C_{fa} propuesto por Cristodoulou. El error medio obtenido para los datos de canales de pequeña escala analizados es de 21.6 %. Aplicando esta expresión a los datos de canales de pequeña escala se obtiene un error medio del 18.1 %, dado en la Tabla 4.5.1.

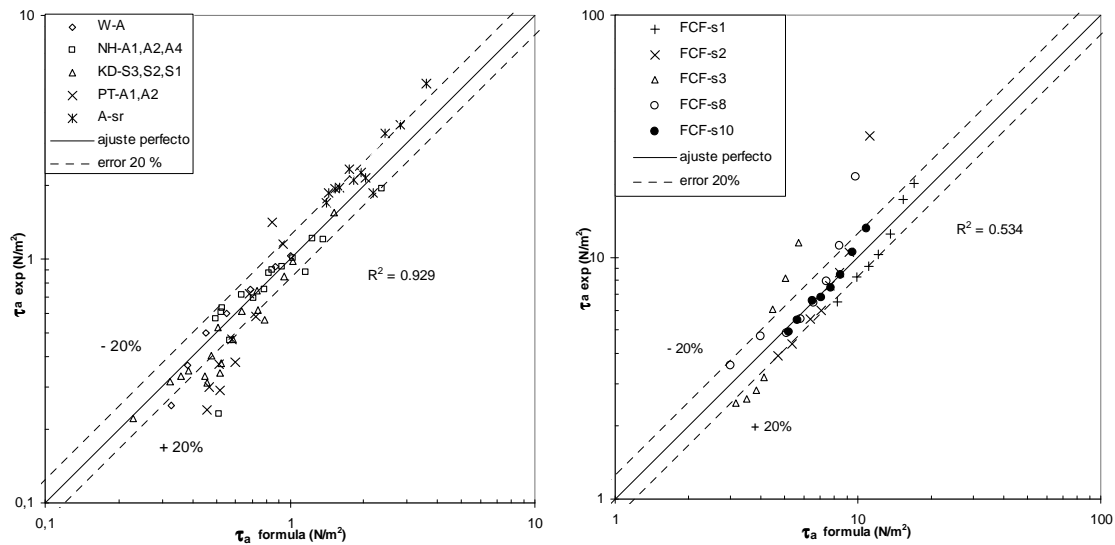


Figura 4.5.1. Valores experimentales de la tensión aparente de corte, frente a los valores calculados con el C_{fa} dado por la Ec. 4.5.2, en canales de pequeña escala (63 datos-izda.), y en las series A del FCF (38 datos-drcha.), ambos casos con llanuras lisas.

Dependencia de otras variables geométricas

La variación de C_{fa} con el factor de forma del cauce, la relación de calados y la pendiente de las márgenes es analizada en este apartado. Una vez establecida la dependencia con la relación de anchuras, se supone una expresión del tipo de la Ecuación (4.5.4) con el fin de evaluar los exponentes, α y β , y el coeficiente K_{fa} que mejor ajustan con los datos disponibles.

$$C_{fa} = K_{fa} \cdot \frac{B}{b} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{-\beta} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-\alpha} \quad (4.5.4)$$

En la ecuación (5.5.4) el coeficiente que mejor ajusta para cada serie de datos de la Tabla 4.3.1, varía entre 0.007-0.010, para las series con factores de forma similares. Sin embargo, en los datos de Atabay et al (2005), donde el factor de forma es mayor, el valor que mejor ajusta es 0.013. La variación de C_{fa} con el factor de forma del cauce, se analiza utilizando los datos de la serie 2 de Knight et al (1983) y los datos de Atabay et al (2005). Estas dos series han sido elegidas porque son las únicas con características geométricas similares pero diferente factor de forma, $b/h = 2$ y $b/h = 8$ respectivamente. Incluyendo el factor de forma en la expresión del coeficiente aparente de fricción, se obtiene que el exponente $\beta = 0.2$ es el que mejor ajusta para las dos series de datos.

En cuanto a la relación de calados, observando los datos del FCF, Figura 4.5.5, y los datos de Prinos y Townsend (1994), mostrados en la Figura 4.5.2, es evidente que el C_{fa} depende de esta relación. Aunque para las demás series de datos esta dependencia no es tan clara, el error medio total obtenido para los canales de pequeña escala y para el FCF disminuye al incluir el calado relativo en la formulación del C_{fa} . En la Tabla 4.5.1 se puede observar que el error medio para el caso del coeficiente aparente de fricción solo dependiente de la relación de anchos es 21.6 % para los canales de pequeña escala y 18.1 % para el FCF. Después de incluir el factor de forma y la relación de calados ($\beta = 0.2$ y $\alpha = 0.25$) en la expresión de C_{fa} , los errores medios se reducen hasta el 16.5 % y el 13.3 % respectivamente. En el caso del FCF el factor de forma es el mismo para todas las series por lo que su incorporación no presenta ninguna mejora en los resultados, sin embargo la inclusión de la relación de calados disminuye el error medio casi un 5 %.

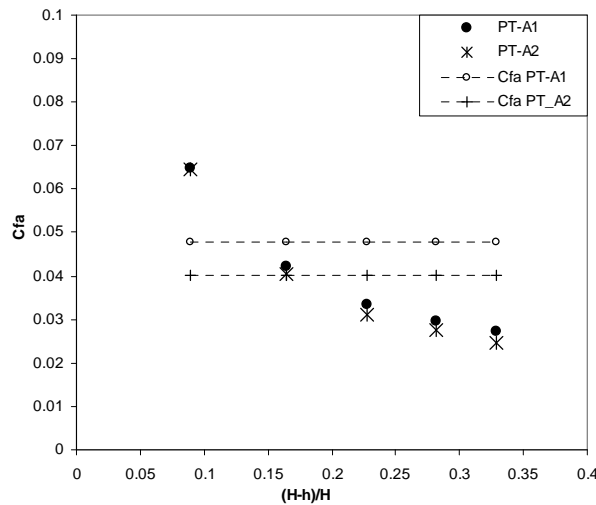


Figura 4.5.2. Coeficiente aparente de fricción (C_{fa}) para los datos de Prinos y Townsend (1984) con llanuras lisas. Las líneas de puntos indican el valor de C_{fa} obtenido con Ec. 4.5.2.

Parece evidente la dependencia del C_{fa} de la relación de calados entre la llanura y el cauce y de la relación de aspecto del cauce principal. Sin embargo, el amplio rango de variación del exponente al que se eleva la relación de calados (0-0.75 para la pequeña escala, y 0.1-0.57 para el FCF) no permite asegurar la absoluta validez del valor obtenido para el mejor ajuste de los datos analizados ($\alpha = 0.25$). Por lo tanto, se sugiere un valor de α de 1/3, similar al de la fórmula empírica de Wormleaton y Merret (1990). Además, por cuestiones prácticas se puede hacer también β igual a 1/3. Estos valores de los exponentes, aunque no dan el error medio más pequeño, reducen el error máximo en la peor serie. El valor de K_{fa} que da el mejor ajuste con los datos medidos en el caso de canales de pequeña escala es de 0.004:

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot 0.004 \cdot \frac{B}{b_c} \cdot \left(\frac{h}{b_c}\right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-1/3} \cdot (\Delta U)^2 \quad r^2 = 0.943 \quad (4.5.5)$$

Tabla 4.5.1. Resultados obtenidos con la nueva formulación en a) pequeña escala y b) FCF.

a) Autores (pequeña escala)	Serie ref.	Rugosidad relativa (n_f/n_c)	Tensión aparente de corte (Tabla 1)	E_m (%)	C_{fa} (max.-min.)	Eq. (12) E_m (%)	Formula propuesta	E_m (%)	N	
Wormleaton et al (1982) Serie A	W-A	1.00	Wormleaton et al. (1982)	13.7 %	0.046-0.034	9.6 %	Ecuación (15)	11.9 %	7	
Notsopoulos y Hadjipanós (1983)	NH-A1 NH-A2 NH-A4	1.00	Knight et al. (1983)* *formula for similar flume	23.4 % 4.3 % 34.6 %	0.062-0.054 0.051-0.048 0.035-0.015	11.5 % 7.9 % 36.4 %		23.8 % 29.9 % 24.1 %	5 6 5	
Knight y Demetriou (1983)	KD-s3 KD-s2 KD-s1	1.00	Knight et al. (1983)	15.6 % 10.1 % 27.6 %	0.046-0.023 0.032-0.022 0.017-0.012	8.1 % 6.8 % 40.0 %		15.6 % 14.1 % 19.6 %	6 6 6	
Prinos y Townsend (1984)	PT-A1 PT-A2	1.00	Prinos and Townsend (1984)	10.1 % 3.5 %	0.065-0.027 0.065-0.025	54.1 % 33.0 %		12.8 % 14.3 %	5 5	
Atabay et al (2004)	A-sr	1.00	Knight et al. (1983)* *formula by same author	16.1 %	0.054-0.039	19.8 %		14.2 %	12	
Errores medios (%) para canales de pequeña escala con llanuras simétricas y lisas:				15,75		21,55		17,60	63	
Wormleaton et al (1982) Series B	W-B W-C W-D	1.40 1.70 2.10	Wormleaton et al. (1982)	14.6 % 12.9 % 16.3 %	0.037-0.013 0.04-0.01 0.041-0.009	-	Ecuación (20)	17.6 % 26.7 % 34.2 %	6 8 8	
Knight y Hamed (1984)	KH-r4 KH-r5 KH-r6 KH-r7 KH-r8 KH-r9	1.09-1.14 1.19-1.31 1.33-1.62 1.71-2.44 2.12-3.94 2.47-6.23	Knight y Hamed (1984)	15.1 % 6.3 % 5.4 % 5.6 % 5.5 % 5.4 %	0.037-0.028 0.041-0.028 0.041-0.022 0.035-0.017 0.038-0.015 0.032-0.013	-		18.2 % 19.5 % 15.3 % 7.8 % 10.0 % 9.5 %	6 6 6 6 6 6	
Prinos y Townsend (1984)	PT-B1 PT-C1 PT-D1 PT-B2 PT-C2 PT-D2	1.27 1.64 2.00 1.27 1.64 2.00	Prinos y Townsend (1984)	4.7 % 3.4 % 6.2 % 3.7 % 5.5 % 3.1 %	0.058-0.017 0.057-0.014 0.058-0.013 0.061-0.016 0.061-0.014 0.061-0.013	-		17.8 % 23.7 % 23.9 % 17.0 % 21.2 % 20.3 %	5 5 5 5 5 5	
Errores medios (%) para canales de pequeña escala con llanuras simétricas y rugosas:				8,11		-			19,25	88
Knight et al (1983)	K-a3	1.00	-	-	0.053-0.008	43.1 %		Ecuación (22)	20.7 %	7
Atabay et al (2005)	A-ar	1.00	-	-	0.064-0.037	41.6 %	18.1 %		12	
Errores medios (%) para canales de pequeña escala con llanura asimétrica y lisa:				-		42,19		19,70	19	
Atabay et al (2004)	A-sm		-	-	3.15-0.06	-	Ec. (20)	55.1 %	12	
Atabay et al (2004)	A-am		-	-	0.525-0.058	-	Ec. (22)	61.1 %	12	
Baird y Ervine (1984)	Table 4	1.00	Baird y Ervine (1984)	17,2 %	0.117-0.027		Ecuación (22)	23,9 %	113	

b) Authors (large-scale channels)	Series ref.	Rugosidad relativa (n_f/n_c)	Tensión aparente de corte (Tabla 1)	E_m (%)	C_{fa} (max.-min.)	Eq. (14) E_m (%)	Formula propuesta	E_m (%)	N
Wormleaton y Merret (1990)	FCF-s1 FCF-s2 FCF-s3	1.00	Wormleaton y Merret (1990)	6.6 % 11.0 % 21.6 %	0.079-0.053 0.118-0.035 0.044-0.016	17.2 % 19.2 % 34.3 %	Ecuación (16)	10.1 % 10.2 % 19.1 %	7 8 7
Knight y Shiono (1996)	FCF-s8	1.00	Wormleaton y Merret (1990)	16.0 %	0.088-0.038	16.0 %		13.6 %	8
Knight y Shiono (1996)	FCF-s10	1.00	Wormleaton y Merret (1990)	17.4 %	0.053-0.042	5.6 %		17.2 %	8
Errores medios (%) para canal de gran escala con llanuras simétricas y lisas:				14,56		18,06		14,03	38
Wormleaton y Merret (1990)	FCF-s7	1.16-3.66	Wormleaton y Merret (1990)	9.1 %	0.083 -0.018	-	Ecuación (21)	7.0 %	8
Errores medios (%) para canal de gran escala con llanuras simétricas y rugosas:				9,09		-		7,02	8
Knight y Shiono (1996)	FCF-s6	1.00	-	-	0.080-0.053	37.8 %	Ecuación (23)	16.5 %	8
Errores medios (%) para canal de gran escala con llanura asimétrica y lisa:				-		37,83		16,54	8

El error medio obtenido con la Ec. (4.5.5) para los datos de canales de pequeña escala es 17.6 %, y del FCF ($K_{fa} = 0.003$) es 14.0 % (Tabla 4.5.1). Estos valores son sólo un 1 % más grandes que los menores errores dados con los exponentes óptimos, pero esta formulación es preferible por la sencillez de los exponentes. En la Fig. 4.5.3 se puede ver el ajuste entre los valores de la tensión aparente de corte observados y los calculados con la Ec. (4.5.5). Se puede observar que aunque en la media no mejora mucho respecto de la ecuación de Cristodoulou (Figura 4.5.1), sí lo hace en las series de datos de Atabay et al (2005) y Prinos y Townsend (1984) que no ajustó Cristodoulou.

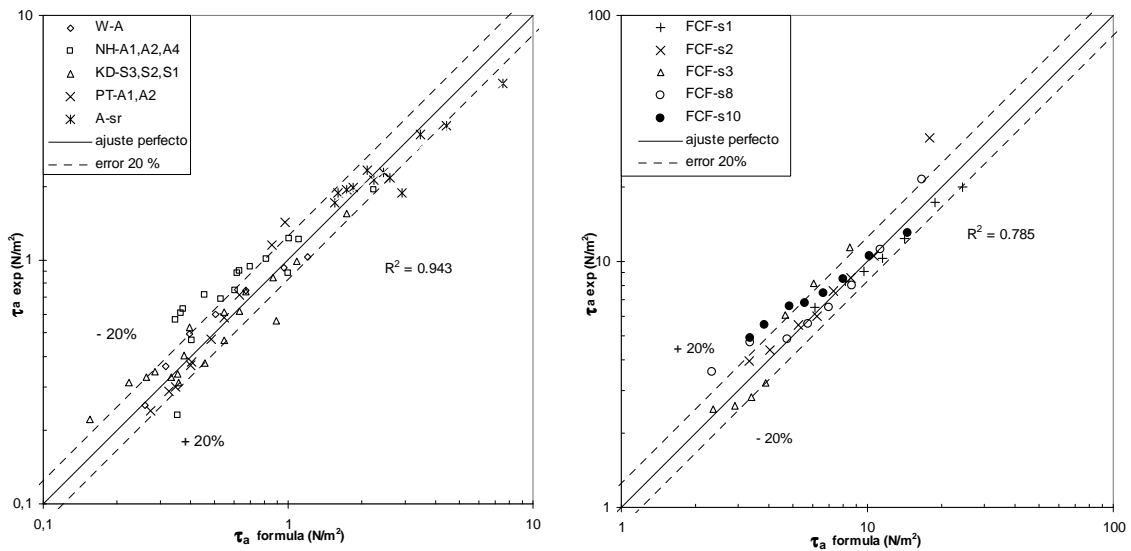


Figure 4.5.3. Valores experimentales de la tensión aparente frente a los valores calculados, para canales de pequeña escala con la Ec. (4.5.5) (63 datos-izda.), y para las series A del FCF con la Ec. (4.5.6) (38 datos-drcha.), en ambos casos con llanuras lisas.

La Ecuación (4.5.5) se ha obtenido en cauces rectangulares y trapeciales. Algunos autores, como Pasche y Rouve (1985) y Tominaga et al (1988), han analizado la influencia de la pendiente de las márgenes del cauce sobre la tensión aparente de corte, mostrando que las márgenes verticales dan valores mayores que las inclinadas. Sin embargo, Knight y Shiono (1996), a partir de los datos del FCF, y Holden y James (1989) mostraron que la pendiente de las márgenes afectaba sólo ligeramente a la interacción entre el cauce y las llanuras, concluyendo que este efecto es poco relevante, siendo además difícil marcar una tendencia. Por estas razones, la pendiente de las márgenes no se ha incluido explícitamente en la formulación propuesta, aunque se ha utilizado, en lugar del ancho en el fondo del cauce (b), el ancho al nivel de la llanura (b_c), porque mejora ligeramente el ajuste con los datos.

Para terminar, se puede decir que la expresión obtenida en este análisis ajusta bien con el amplio rango de datos analizado, por lo que el valor de la tensión aparente de corte que actúa en la línea vertical de separación entre cauce y llanura, puede ser estimado correctamente para canales de pequeña escala, utilizando la Ecuación (4.5.5), si el cauce o las llanuras son lisos.

Análisis de la escala

Los datos experimentales analizados anteriormente fueron obtenidos en pequeños canales de laboratorio, y la validez de la fórmula obtenida para esos datos en ríos

naturales se debe analizar. Los resultados obtenidos para el canal de gran escala, FCF, se pueden comparar con los de los canales de pequeña escala. En el caso del FCF la expresión obtenida para la tensión aparente de corte, es la siguiente:

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot 0.003 \cdot \frac{B}{b_c} \cdot \left(\frac{h}{b_c}\right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-1/3} \cdot (\Delta U)^2 \quad r^2 = 0.785 \quad (4.5.6)$$

Se puede observar que si los exponentes se mantienen, el coeficiente K_{fa} varía para los dos diferentes tamaños. El FCF es aproximadamente diez veces más ancho que los canales de pequeña escala, pero la rugosidad del fondo y los calados son del mismo orden de magnitud. El número de Reynolds es entre 3-5 veces mayor en el FCF que en los canales de pequeña escala. La Ecuación (4.5.6) aplicada a los datos de pequeña escala da un error medio de 33.7 %, lo que indica que puede haber una cierta dependencia de la escala. Por lo tanto, para estimar la transferencia de momentos en cauces naturales se sugiere la Ecuación (4.5.6).

Dependencia de la relación de rugosidades

En los ríos naturales y en los modificados por el hombre, la rugosidad de las llanuras es normalmente mayor que la del cauce, aumentando la resistencia al flujo y el gradiente de velocidades entre el cauce y las llanuras, que incrementan la interacción entre ambos flujos. El efecto de las llanuras rugosas en el coeficiente aparente de fricción ha sido analizado usando series de datos con llanuras rugosas (Tabla 4.4.1).

A partir de los datos de Knight y Hamed (1984), se muestra en la Fig. 4.5.4 la variación de C_{fa} con la rugosidad relativa, observándose que el coeficiente aparente de fricción disminuye al aumentar la rugosidad, tal y como ocurre en los datos del FCF-s7 (Fig. 4.5.5).

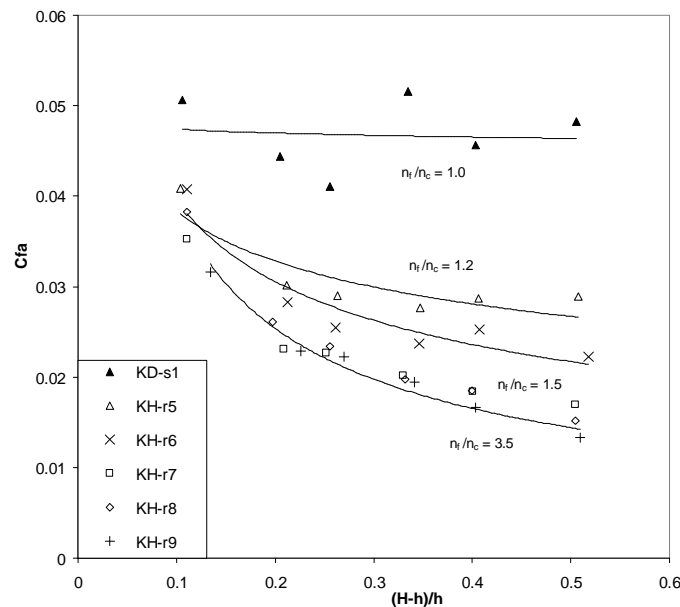


Figura 4.5.4. Coeficiente aparente de fricción (C_{fa}), obtenido a partir de los datos de Knight y Hamed (1984), para diferentes rugosidades en las llanuras. Las líneas de puntos indican las tendencias de $n_r = 1$, $n_r = 1.5$ y $n_r = 3.5$.

En la serie 7 del FCF, la n de Manning en las llanuras aumenta con el calado, tal y como mostraron Myers et al (1999). Estos valores de n_f han sido usados para estudiar la variación del coeficiente aparente de fricción con la rugosidad de las llanuras, como se puede ver en la Fig. 4.5.5. Se puede observar, comparando los valores de la serie 02 con la misma geometría pero llanuras lisas con los anteriores y con los de la misma serie 07 pero usando $n_f = 0.02$, la disminución del coeficiente aparente de fricción con el aumento de resistencia en las llanuras.

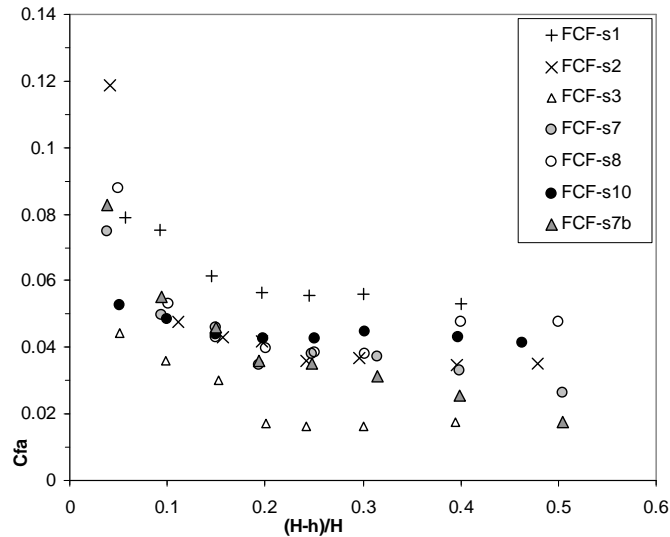


Figura 4.5.5. Coeficiente aparente de fricción (C_{fa}) para la serie 07 del FCF. Los círculos grises indican los valores calculados por Cristodoulou y Myers (1999) y los triángulos grises los valores obtenidos con el valor de n_f dado por Myers et al (1999).

La ley de variación de la rugosidad en las llanuras con el calado, usada para la serie 07 del FCF, es la siguiente:

$$n_f = 0.0193H_r^2 + 0.0433H_r + 0.01 \quad (4.5.7)$$

Se puede observar en la Tabla 2.3.1, que de las diferentes fórmulas desarrolladas en la literatura, únicamente la de Knight y Hamed (1984) incluye la relación de rugosidades en la estimación de la tensión aparente de corte. Los errores medios obtenidos usando las fórmulas empíricas desarrolladas por cada autor en los casos de llanuras rugosas, se muestran en la Tabla 4.5.1. Si se aplican las fórmulas propuestas en el apartado anterior para llanuras lisas, a los datos con llanuras rugosas, los errores medios son mucho mayores que los obtenidos para los datos con llanuras lisas. Por lo tanto, parece necesario desarrollar una variante de las Ecuaciones (4.5.5) y (4.5.6) que incluya el efecto de la rugosidad en las llanuras.

De acuerdo con la Ecuación (4.2.6) la tensión aparente de corte que actúa en la línea vertical que separa el cauce y las llanuras, se debe expresar como la suma de varios efectos. Investigaciones experimentales anteriores confirman la contribución de varias componentes superpuestas en la transferencia de momentos entre el cauce y la llanura. Por estas razones, se suma un nuevo término que incluya la rugosidad relativa en la expresión de la tensión aparente de corte obtenida para llanuras lisas. Se propone una fórmula de la forma de la Ecuación (4.5.8) que será calibrada para las series de datos disponibles.

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left[K_{fa} \cdot \frac{B}{b} \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H} \right]^{-1/3} - K_{fa}^r \left[\frac{(H-h)}{H} \right]^{\alpha_r} \left(\frac{n_f - n_c}{n_c} \right)^{-\gamma} \right] \cdot (\Delta U)^2 \quad (4.5.8)$$

El coeficiente K_{fa} ha sido deducido en la sección anterior y es igual a 0.004 para canales de pequeña escala y a 0.003 para el canal de gran escala, FCF. El coeficiente K_{fa}^r , y los exponentes γ and α_r se deben ajustar a partir de los datos experimentales con llanuras rugosas.

Para los casos de canales de pequeña escala, se observa una gran dispersión en los valores del coeficiente K_{fa}^r y de los exponentes α_r y γ que mejor ajustan para cada serie de datos, lo que hace difícil obtener una fórmula general que de buenos resultados para todas las series de datos. El mejor grupo de coeficientes (K_{fa}^r , α_r , γ) obtenido es (0.04, 0.9, 0.2) que da un error medio de 18.5 %. Para los datos del FCF, el mejor ajuste se consigue con (0.002, 0.333, 2). En los datos de pequeña escala, si el exponente α_r se iguala al de los datos del FCF, que coincide con el de la fórmulas de llanuras lisas, los valores de (K_{fa}^r , α_r , γ) que dan el mejor ajuste son (0.018, 0.333, 0.2), con un error medio de 19.3 %.

En la Fig. (4.5.6), se muestran los valores de la tensión aparente de corte calculados con las fórmulas propuestas para llanuras rugosas, Ecuaciones (4.5.9) y (4.5.10), frente a los valores obtenidos de los experimentos. Los errores medios obtenidos para los canales de pequeña escala y el FCF, con estas fórmulas, vienen dados en la Tabla 4.5.1.

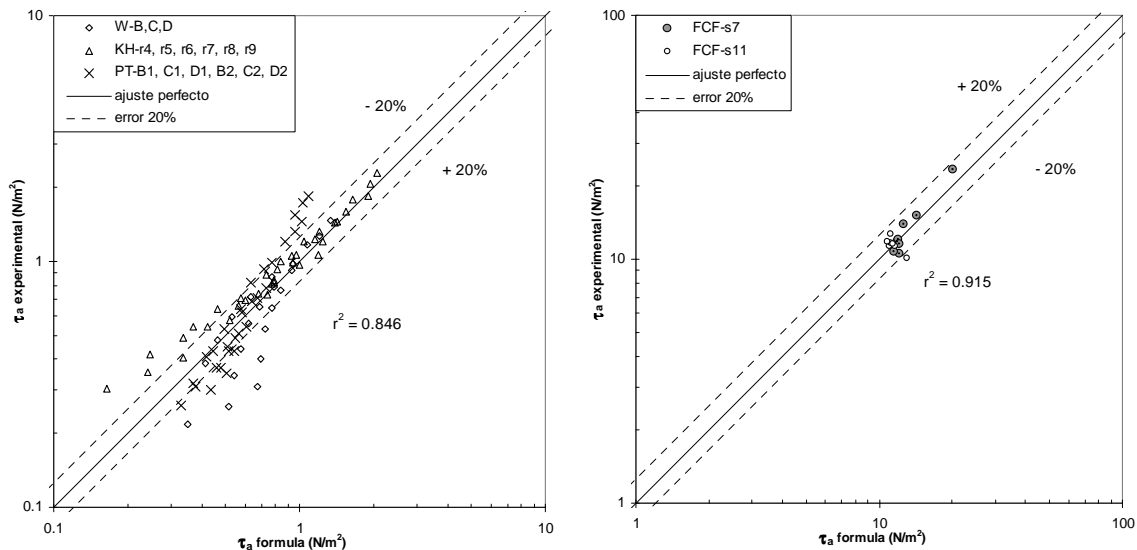


Figura 4.5.6. Valores experimentales de la tensión aparente frente a los valores calculados, para canales de pequeña escala (88 datos-izda.), y para el FCF (15 datos-drcha.), en ambos casos con llanuras rugosas.

Las fórmulas generales que se proponen para las secciones simétricas, tanto con llanuras lisas como rugosas, y validas para para canales de pequeña escala y para el FCF, son respectivamente:

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left[0.004 \cdot \frac{B}{b} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-1/3} - 0.015 \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{1/3} \left(\frac{n_f - n_c}{n_c}\right)^{0.2} \right] \cdot (\Delta U)^2 \quad (4.5.9)$$

$r^2 = 0.862$

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left[0.003 \cdot \frac{B}{b} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-1/3} - 0.002 \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{1/3} \left(\frac{n_f - n_c}{n_c}\right)^2 \right] \cdot (\Delta U)^2 \quad (4.5.10)$$

$r^2 = 0.915$

Comparando las Ecuaciones (4.5.9) y (4.5.10), es evidente que el coeficiente y el exponente que afectan a la relación de rugosidades en ambas fórmulas son muy diferentes. Esto podría explicarse por dos razones: un efecto de escala o la influencia del tipo de rugosidad en las llanuras. La Ecuación (4.5.9) se ha obtenido en canales de pequeña escala con rugosidad de fondo en las llanuras, y la Ecuación (4.5.10) ha sido obtenida en el FCF, con elementos verticales de rugosidad en las llanuras que ocupaban todo el calado. Si se considera que la razón más importante para esta diferencia es el tipo de rugosidad, los autores sugieren mantener n_{fb} como el coeficiente de rugosidad de fondo en la Ecuación (4.5.9) y cambiar a n_{fv} el coeficiente de rugosidad de los elementos verticales en la Ecuación (4.5.10). Esto indicaría que ambos efectos serían aditivos, debiendo cambiarse ambas ecuaciones. No es posible confirmar esta hipótesis con los datos disponibles, por lo que se sugiere la necesidad de nuevos experimentos que permitan analizar la influencia de la escala y del tipo de rugosidad en las tensiones aparentes de corte.

La hipótesis de considerar la influencia de la rugosidad relativa como un término adicional a la influencia de los otros parámetros geométricos, ha demostrado ser adecuada. Si se usara una fórmula de la forma de la Ecuación (4.5.11), los errores medios son mayores, 24,9 % para los canales de pequeña escala ($\gamma = 0.75$), y 12,7 % para el FCF ($\gamma = 0.20$). En este último caso el error es el doble que el obtenido con la Ecuación (4.5.10), indicando que la mejor hipótesis es la de sumar un nuevo término.

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot K_{fa} \cdot \frac{B}{b} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-1/3} \left(\frac{n_f}{n_c}\right)^{-\gamma} \cdot (\Delta U)^2 \quad (4.5.11)$$

Análisis de regresión para C_{fa}

Se puede aplicar el análisis de regresión (análisis multivariante) para obtener el coeficiente K_{fa} , y los exponentes de la relación de anchos (ω) y de la relación de calados y de la relación de aspecto (α y β), en la Ec. (4.5.1). Este problema de regresión no lineal se puede reducir a un problema de regresión lineal tomando logaritmos en ambos lados de la ecuación. En el caso de los canales de pequeña escala, las correlaciones, r , entre C_{fa} y cada una de las variables independientes: B/b_c , $(H-h)/H$ y h/b_c son 0.813, -0.057 y -0.051, respectivamente. En el caso del FCF, las correlaciones son: 0.722, -0.507 y 0.057, respectivamente. Estos resultados indican la fuerte dependencia del valor de C_{fa} de la relación de anchos y la más moderada dependencia respecto de las demás variables, especialmente en los canales de pequeña escala. Los valores obtenidos de (K_{fa} , α , β , w), a partir del análisis de regresión, para la ecuación de τ_a se dan en la Tabla 4.5.2.

Tabla 4.5.2. Resultados del análisis de Regresión Múltiple.

	K_{fa}	α	β	ω	r^2
Eq.(4.5.5)	0.004	-1/3	-1/3	1	0.941
Eq.(4.5.5)-Mult. Reg.	0.004	-0.18	-0.27	1.29	0.957
Eq.(4.5.6)	0.003	-1/3	-1/3	1	0.786
Eq.(4.5.6)-Mult. Reg.	0.003	-0.42	-0.31	0.90	0.805

Los coeficientes de correlación múltiple obtenidos son ligeramente mejores que los que dan las Ecuaciones (4.5.5) y (4.5.6). Sin embargo, estas dos fórmulas son preferibles por la sencillez de los exponentes y por el análisis individualizado de cada exponente, en el cual únicamente se varía un parámetro geométrico mientras el resto de se mantienen constantes.

El mismo análisis de regresión se ha desarrollado para las Ecuaciones (4.5.9) y (4.5.10), obtenidas para los casos con llanuras rugosas. Las correlaciones, r , entre C_{fa} y n_f/n_c son -0.156 y 0.981 para canales de pequeña escala y el FCF respectivamente. Estos resultados justifican la diferencia en el exponente del ratio de rugosidad entre las dos ecuaciones. Los valores de r^2 obtenidos del análisis de regresión múltiple son 0.839 y 0.938 para pequeña escala y el FCF respectivamente, que son similares a los obtenidos con las Ecuaciones (4.5.9) y (4.5.10). Estas dos ecuaciones son preferibles por ser validas para los casos de llanuras lisas y rugosas sin variar los exponentes.

4.5.2. Secciones asimétricas

En los canales de pequeña escala, la influencia de la asimetría de las llanuras en la tensión aparente de corte se ha analizado a partir de los datos de Knight et al (1983) y Atabay et al (2005). Estos datos corresponden a las mismas geometrías que los datos de Knight y Demetriou (1983) y Atabay et al (2004) respectivamente, pero con sólo una llanura en vez de dos. En el caso del FCF, se analizan los datos de la serie 06 con una llanura asimétrica, que coincide con la misma geometría que la serie 02 con dos llanuras simétricas.

En la Figura 4.5.7 se muestran los valores del coeficiente aparente de fricción para las series asimétricas de Knight et al (1983) y del FCF. Se puede observar un comportamiento diferente respecto de los valores obtenidos en secciones simétricas (cruces). Para calados relativos grandes, el coeficiente aparente de fricción (símbolos blancos) aumenta bruscamente debido a la reducción de la velocidad calculada en el cauce. Este efecto se debe a que la pared opuesta del cauce (Figura 2.3.2) se incluye en el perímetro mojado mientras que en secciones simétricas la interfaz con la llanura opuesta no se incluye. Dittrich et al (1999) sugirieron eliminar el efecto de la pared opuesta en la resistencia al flujo para poder transferir los resultados de media sección compuesta al caso simétrico. Por lo tanto, en el cálculo de la tensión aparente de corte, la velocidad media del cauce se ha calculado con sólo la mitad del cauce del lado de la llanura, área rayada en la Figura 2.3.2b. En este caso el perímetro mojado del cauce principal es el mismo que en el caso de sección simétrica y la variación del coeficiente aparente de fricción (símbolos negros) es similar a la obtenida para el caso simétrico, como se muestra en la Figura 4.5.7.

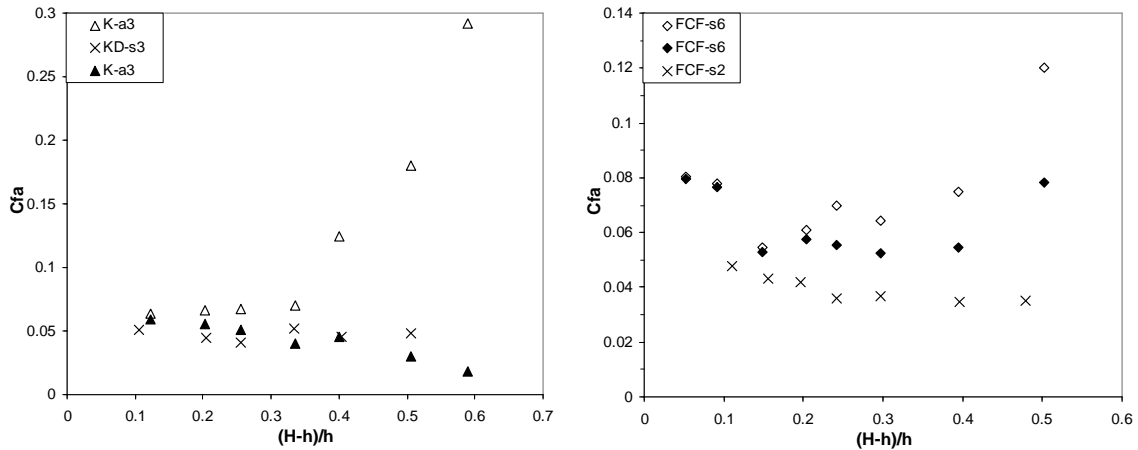


Figura 4.5.7. Coeficiente aparente de fricción para secciones con llanura asimétrica, incluyendo la pared opuesta (símbolos blancos) y excluyéndola (símbolos negros).

Para analizar el efecto de la llanura asimétrica, las fórmulas propuestas para el caso de llanuras simétricas se aplican a la sección asimétrica, manteniendo los exponentes pero variando el coeficiente K_{fa} que es calibrado para los datos analizados. Para el caso del FCF, con las mismas características geométricas pero con solo una llanura, el valor de K_{fa} es 1.4 veces más grande para la geometría asimétrica. En los canales de pequeña escala esta proporción es ligeramente menor, 1.2 veces mayor que el caso simétrico. En la Figura 4.5.8 se muestra el ajuste de los datos experimentales con los valores obtenidos con las fórmulas para llanuras asimétricas, Ecuaciones 4.5.12 y 4.5.13. La Tabla 4.5.1 muestra los errores medios para canales de pequeña escala y para el FCF.

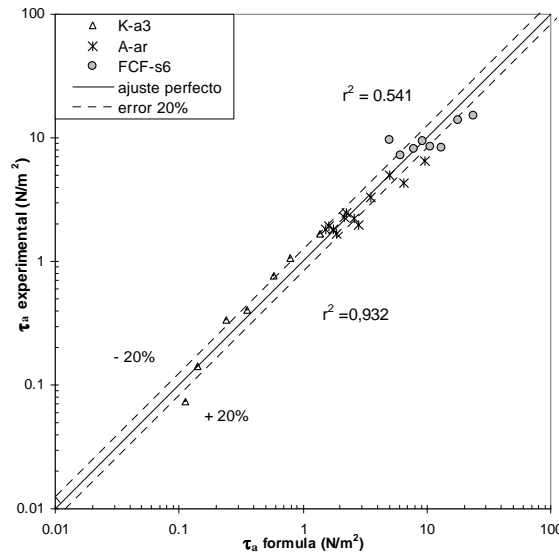


Figura 4.5.8. Valores experimentales de la tensión aparente frente a los valores calculados, con la Eq. 5.5.12 para canales de pequeña escala con llanura asimétrica (19 datos), y con la Ec. 4.5.13 para la serie 06 del FCF (8 datos-círculos grises).

Con estos resultados se demuestra que el efecto de la asimetría en las llanuras no es tan importante como otros autores han obtenido, proponiendo valores de las tensiones aparentes de corte del doble que para los canales simétricos. Las expresiones finales obtenidas después del análisis de las secciones asimétricas, para canales de pequeña escala y para el FCF, son respectivamente:

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left[0.005 \cdot \frac{B}{b} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-1/3} - 0.015 \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{1/3} \left(\frac{n_f - n_c}{n_c}\right)^{0.2} \right] \cdot (\Delta U)^2 \quad (4.5.12)$$

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left[0.004 \cdot \frac{B}{b} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-1/3} - 0.002 \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{1/3} \left(\frac{n_f - n_c}{n_c}\right)^2 \right] \cdot (\Delta U)^2 \quad (4.5.13)$$

4.5.3. Cauces con lecho móvil

En los cauces con lecho móvil y llanuras lisas, la rugosidad del fondo granular del cauce suele ser mayor que la de las llanuras. En estos casos, si los calados relativos son grandes, el flujo en la llanura puede ser más rápido que el flujo en el cauce principal, cambiando el signo de la diferencia de velocidades, y haciendo que la transferencia de momentos se produzca desde la llanura hacia el cauce. La tensión aparente de corte se vuelve negativa cuando los calados en la llanura son muy altos y este efecto debe ser tenido en cuenta en la formulación. Las fórmulas propuestas se deben reescribir sustituyendo $(\Delta U)^2$ por $\Delta U \cdot |\Delta U|$ en las Ecs (4.5.9)-(4.5.10) y (4.5.12)-(4.5.13).

Los datos de cauces con fondo móvil presentados por Atabay et al (2004), en el caso de sección asimétrica, y por Atabay et al (2005), en el caso de sección simétrica, han sido analizados y contrastados con las fórmulas propuestas. El coeficiente n de Manning en el cauce móvil se ha estimado con la expresión dependiente del calado, obtenida por Bousmar et al (2006) para las mismas series de ensayos. Esta variación del coeficiente de rugosidad con el calado es preferible al valor constante obtenido para cauce lleno porque representa mejor la reducción de velocidad en el cauce y evalúa correctamente el cambio de signo en el gradiente de velocidades.

En la Fig. 4.5.9, los datos de las tensiones aparentes de corte de Atabay et al (2004 y 2005), se comparan con los valores calculados con fórmulas de otros autores, y con las fórmulas propuestas en los apartados anteriores.

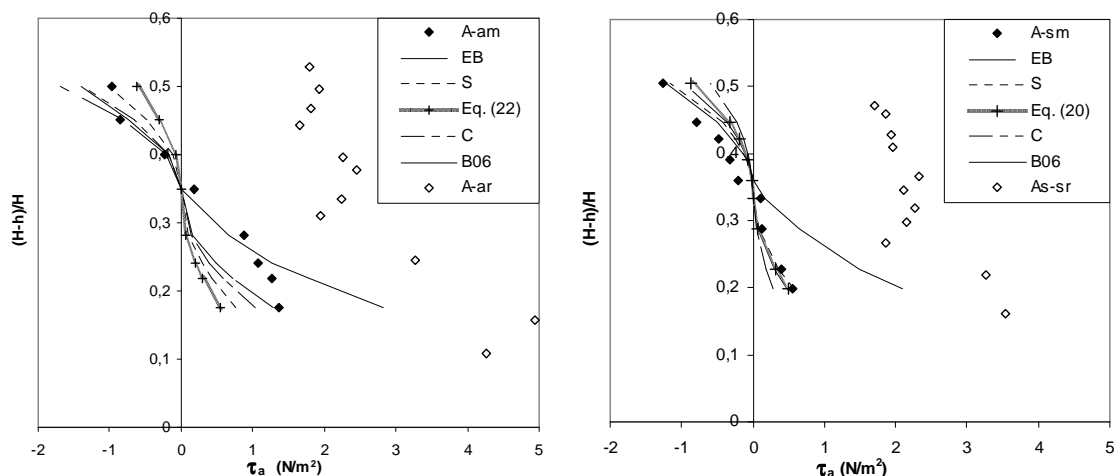


Figura 4.5.9. Valores experimentales de la tensión aparente para cauces con fondo móvil, comparación con los valores calculados usando fórmulas de la literatura (Tabla 2.3.1 y B06-Bousmar et al, 2006). Los valores para cauce rígido son los símbolos blancos.

Los errores medios obtenidos para el caso de cauce con fondo móvil son mucho mayores que en los casos con fondo rígido, por encima del 50% de error medio, como se puede observar en la Tabla 4.5.1. Incluso si estos resultados no son tan buenos como en los ensayos con fondo rígido, se puede decir que con las fórmulas propuestas se obtiene un ajuste similar al del resto de las fórmulas. La variación del coeficiente aparente de fricción con el calado relativo viene dada numéricamente en la Tabla 4.5.1, y es bastante diferente que en los casos con fondo rígido como se puede ver en la Fig. 4.5.10. Los valores del coeficiente aparente de fricción varían mucho en estos casos, indicando el complicado comportamiento del flujo desbordado en cauces compuestos con fondo móvil.

Se puede concluir que las fórmulas propuestas para estimar la tensión aparente de corte dan resultados en el mismo margen de error obtenido con los cálculos de otros autores, como por ejemplo Bousmar et al (2006). Sin embargo, se sugiere la necesidad de más datos en cauces con lecho móvil para contrastar la formulación propuesta.

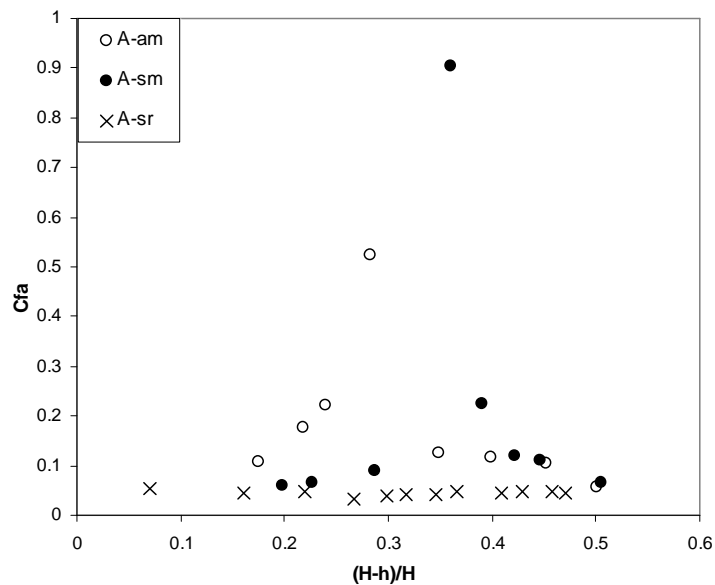


Figura 4.5.10. Coeficiente aparente de fricción obtenido para cauces compuestos con cauce móvil y comparación con cauce rígido.

4.6. Validación del Coeficiente Aparente de Fricción

Para validar las expresiones deducidas en los apartados anteriores, se han usado series de datos diferentes a las analizadas para la deducción de las fórmulas. Los resultados experimentales obtenidos por Baird e Irvine (1984) para cauces compuestos asimétricos incluyen un amplio rango de variables geométricas y han servido para la validación. Estos autores propusieron dos fórmulas para estimar la tensión aparente de corte. La primera de ellas depende del gradiente de velocidad y da una gran dispersión si se considera constante el exponente que afecta a la diferencia de velocidades. La segunda fórmula (BE en la Tabla 2.3.1) da un buen ajuste para todas las series de datos gracias a su deducción empírica (estadística). Los errores medios obtenidos con esta fórmula empírica se dan en la Tabla 4.6.1.

Tabla 4.6.1 Errores medios (%) obtenidos con la fórmula propuesta para secciones asimétricas aplicada a los datos de Baird e Ervine (1984).

Baird e Ervine (1984) – Geom.	B/b	b/h	Fórmula empírica	Error medio	Formula propuesta	Error medio		
A1 (h =152 mm)	3.00	1.32	Baird e Ervine (1984)	11.8 %	Ecuación (5.5.12)	19.0 %		
A2 (h =152 mm)	5.00	1.32		9.6 %		16.6 %		
A3 (h =152 mm)	7.00	1.32		9.9 %		19.4 %		
A4 (h =152 mm)	2.00	2.63		5.2 %		15.9 %		
A5 (h =152 mm)	3.00	2.63		14.7 %		16.7 %		
B1 (h =102 mm)	3.00	1.96		45.9 %		13.1 %		
B2 (h =102 mm)	5.00	1.96		15.3 %		22.6 %		
B3 (h =102 mm)	7.00	1.96		10.1 %		23.0 %		
B4 (h =102 mm)	2.00	3.92		19.8 %		38.9 %		
B5 (h =102 mm)	3.00	3.92		16.6 %		29.5 %		
B6 (h =102 mm)	1.67	5.88		25.9 %		20.9 %		
C1 (h =52 mm)	3.00	3.85		29.9 %		22.8 %		
C2 (h =52 mm)	5.00	3.85		13.6 %		37.3 %		
C3 (h =52 mm)	7.00	3.85		8.8 %		22.1 %		
C4 (h =52 mm)	2.00	7.69		39.1 %		23.9 %		
C5 (h =52 mm)	3.00	7.69		8.5 %		41.6 %		
$n_r = 1.00$ and $s = 0$	M.A.E. (%):			17,22			23,85	

La fórmula deducida para los cauces con una llanura asimétrica, Ec. (4.5.12), se ha aplicado a los datos de Baird e Ervine. Los errores medios obtenidos para cada serie se muestran en la Tabla 4.6.1, observándose que la media es sólo un 6% mayor que la media de los errores obtenidos con la fórmula empírica que mejor ajusta con los datos. En la Figura 4.6.1 se muestra el ajuste entre las medidas experimentales y la fórmula empírica desarrollada por Baird e Ervine (1984). Además se muestran los valores obtenidos con la fórmula propuesta en este trabajo para llanura asimétrica, observándose los resultados de la nueva fórmula en más de 100 datos analizados.

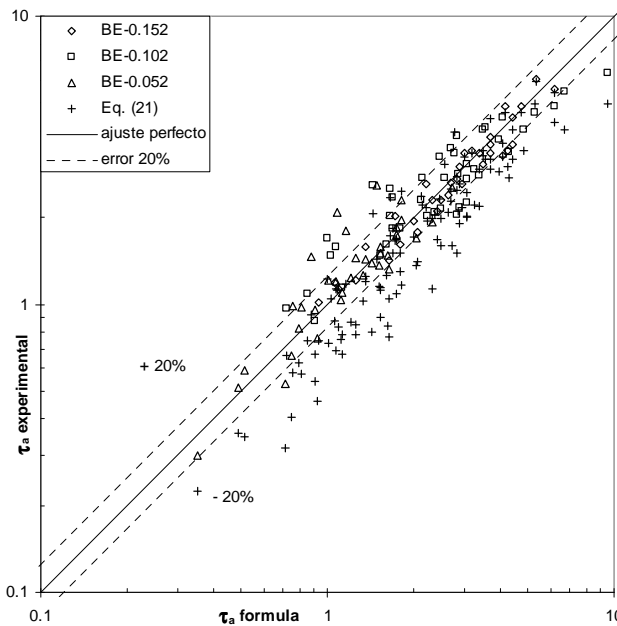


Figura 4.6.1. Ajuste de los datos de Baird e Ervine (1984) con su fórmula empírica. Validación de la formulación propuesta por el autor con esos datos (118 puntos).

4.7. Discusión de los resultados

En los apartados anteriores se ha propuesto una nueva formulación para estimar el coeficiente aparente de fricción en la línea vertical que separa el cauce y las llanuras, que ha sido validada para cauces prismáticos. Las tensiones aparentes de corte calculadas a partir del C_{fa} obtenido con las fórmulas propuestas ajustan razonablemente con las medidas experimentales, sobre todo teniendo en cuenta el amplio rango de datos analizados. A pesar de esto, es honesto reconocer que esta formulación, considerando la fórmula para canales de pequeña escala, para el FCF y los diferentes coeficientes para los casos asimétricos, es poco práctica para usar en cálculos manuales o incluso en subrutinas de modelos 1D. Los cuatro exponentes diferentes y los dos coeficientes, en los casos con llanuras rugosas, y la variación de los coeficientes debido a la escala y a la asimetría, hacen que esta formulación pueda ser poco atractiva, a pesar del buen ajuste obtenido. Con estas ideas en mente, los autores han analizado la fórmula sugerida por Cristodoulou (1992), bastante más sencilla, para poder recomendar una fórmula fácil de utilizar en el el cálculo manual y que dé resultados aceptables.

El valor de K_{fa} se ha calibrado para los datos disponibles, y el coeficiente aparente de fricción obtenido en la Ec. (4.5.2) se incluye dentro de la Ec. (4.5.1) para obtener los errores medios en el cálculo de la tensión aparente de corte en cada serie de datos. En la Tabla 4.6.1 se muestran los resultados obtenidos y la comparación con la formulación propuesta en los apartados anteriores, además de un resumen de las fórmulas analizadas.

Tabla 4.7.1. Comparación en errores medios (%) entre la formulación propuesta y la formula de Cristodoulou (1992), para las geometrías analizadas.

Geometrías	Formulación propuesta		Cristodoulou (1992)				
	Fórmulas	Error medio	K_{fa}	Error medio	Modificada	Error medio	
Canales pequeña escala					K_{fa}	γ	
Llanuras simétricas	$\tau_a = \frac{\rho}{2} \left[\begin{array}{l} 0.004 \frac{B}{b} \left(\frac{h}{b}\right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-1/3} - \\ -0.015 \cdot \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{1/3} \left(\frac{n_f - n_c}{n_c}\right)^{0.2} \end{array} \right] \Delta U^2$	17.6 %	0.01	21.6 %	0.01	21.6 %	
Llanuras lisas		19.3 %	0.01	90.6 %	0.01	1.5	35.1 %
Llanuras rugosas		55.1 %	0.01	78.6 %	0.01	1.5	43.2 %
Cauce móvil							
Llanura asimétrica	$\tau_a = \frac{\rho}{2} \left[\begin{array}{l} 0.005 \frac{B}{b} \left(\frac{h}{b}\right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-1/3} - \\ -0.015 \cdot \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{1/3} \left(\frac{n_f - n_c}{n_c}\right)^{0.2} \end{array} \right] \Delta U^2$	19.7 %	0.02	40.1 %	0.02	15.2 %	
Llanura lisa		72.6 %	0.02	74.1 %	0.02	1.5	55.5 %
Llanura rugosa							
Cauce móvil							
Canal gran escala-FCF					K_{fa}	γ	
Llanuras simétricas	$\tau_a = \frac{\rho}{2} \left[\begin{array}{l} 0.003 \frac{B}{b} \left(\frac{h}{b}\right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-1/3} - \\ -0.002 \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{1/3} \left(\frac{n_f - n_c}{n_c}\right)^2 \end{array} \right] \Delta U^2$	14.0 %	0.01	18.1 %	0.01	18.1 %	
Llanuras lisas		7.0 %	0.01	41.2 %	0.01	0.4	26.0 %
Llanuras rugosas							
Llanura asimétrica	$\tau_a = \frac{\rho}{2} \left[\begin{array}{l} 0.004 \frac{B}{b} \left(\frac{h}{b}\right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{-1/3} - \\ -0.002 \left[\frac{(H-h)}{H}\right]^{1/3} \left(\frac{n_f - n_c}{n_c}\right)^2 \end{array} \right] \Delta U^2$	16.5 %	0.02	12.4 %	0.02	12.4 %	
Llanura lisa							

Se puede observar en la Tabla 4.7.1 que la fórmula de Cristodoulou da errores medios inadmisibles en los casos de llanuras rugosas, comparándola con la formulación propuesta. Por esta razón se propone una modificación en la Ecuación (4.5.1), que incluya la rugosidad relativa en la expresión del coeficiente aparente de fricción. Los errores medios obtenidos la Ecuación (4.7.1), con los exponentes γ que mejor ajustan para cada serie de datos, se dan en la Tabla 4.7.1.

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot K_{fa} \cdot \frac{B}{b_c} \cdot \left(\frac{n_f}{n_c} \right)^{-\gamma} \cdot (\Delta U)^2 \quad (4.7.1)$$

El valor del exponente γ se obtiene para el mejor ajuste, diferenciando los canales de pequeña escala del FCF. Esta fórmula modificada mejora los resultados obtenidos por la expresión sugerida por Cristodoulou (1992) e indica que los factores más importantes que afectan a la transferencia de momentos son la relación de anchos y la relación de rugosidades entre llanura y cauce.

Siguiendo con la discusión de los resultados obtenidos en este trabajo, hay que destacar, que aunque se ha demostrado que las fórmulas empíricas de otros autores solo dan buenos resultados para los datos para los cuales fueron deducidas, con la fórmula de Wormleaton y Merrett (1990) se han obtenido buenos ajustes para cauces con llanuras lisas independientemente de la escala, 25% para canales pequeños y 14% para el FCF. Además esta fórmula da ajustes aceptables para los casos de llanuras rugosas, 30% para canales de pequeña escala y 9% para el FCF. Los errores para el caso de llanuras asimétricas son ligeramente mayores, 31% en los canales pequeños y 33 % en el FCF. A pesar de que esta fórmula no es dimensionalmente correcta y de que el coeficiente y los exponentes son extraños, hay que resaltar su sencillez y que los resultados están dentro de un margen de error aceptable.

4.8. Conclusiones

Las nuevas fórmulas propuestas para estimar la tensión aparente de corte en la línea vertical que separa el cauce y las llanuras en cauces prismáticos de sección compuesta, confirman los resultados obtenidos por Cristodoulou (1992) sobre la fuerte dependencia de la relación de anchos. Por el contrario, se ha demostrado que la relación de calados es también un factor importante que influye en el valor del coeficiente aparente de fricción. Los datos disponibles tienen como límites máximos un ancho relativo de 6.67 y un calado relativo de 0.5, por lo que se sugiere avanzar en esta línea, especialmente en el estudio de anchos mayores debido al incremento de la interacción con el ancho de las llanuras. Otros parámetros como el factor de forma del cauce y la pendiente de las márgenes del cauce han sido poco analizadas hasta ahora y son necesarios más datos con diferentes valores de estos parámetros. Con los datos disponibles el factor de forma del cauce parece influir en el valor del coeficiente aparente de fricción, pero la pendiente de las márgenes no tiene mucha influencia.

Uno de los resultados más importantes obtenido en este trabajo es el efecto de la asimetría de las llanuras. Según el trabajo de otros autores, se esperaba que el coeficiente aparente de fricción en el caso de una llanura asimétrica fuera por lo menos

el doble del valor obtenido para la misma geometría pero con dos llanuras simétricas. El análisis de las diferentes configuraciones en las llanuras, para las mismas series de experimentos, ha demostrado que la existencia de una pared en lugar de otra llanura en la margen opuesta no aumenta la interacción hasta ese punto. Es importante apuntar que la variabilidad de los resultados para los casos con una llanura asimétrica es mayor que con dos llanuras simétricas.

Especialmente relevante es la dependencia del coeficiente aparente de fricción con la rugosidad relativa. Se propone un segundo término para ser sumado dentro del coeficiente aparente de fricción, que tenga en cuenta la influencia de las llanuras rugosas. Aunque otros autores han asumido que la rugosidad relativa no es importante, en el presente trabajo se muestra la importancia de tener en cuenta la rugosidad de las llanuras. En el caso del canal de gran escala, FCF, la estimación con la nueva fórmula propuesta es muy buena, pero en los caso de canales de pequeña escala se ha encontrado una gran dispersión en las diferentes series de datos y por lo tanto parece necesario más análisis en este sentido.

Las fórmulas propuestas son válidas para canales de pequeña escala y para canales de gran escala pero es necesario señalar la dependencia del coeficiente aparente de fricción con la escala. La formula obtenida para el canal de gran escala, FCF, se recomienda para los cauces naturales aunque se necesita más investigación sobre datos de campo.

Es importante hacer notar que a pesar del gran número de datos analizados, la formulación propuesta ajusta bien para todas las series de datos, aunque los autores consideran necesario más datos experimentales en geometrías similares pero con diferentes configuraciones y escalas. Estos datos servirían para contrastar los resultados con los datos existentes y con las fórmulas propuestas.

Finalmente los autores concluyen que se puede establecer una fórmula más sencilla que sea más práctica de usar aunque se reduzca la precisión. Esta formulación simplificada (Tabla 4.7.1) da una estimación aceptable de la tensión aparente de corte en cauces compuestos y prismáticos para un gran rango de geometrías, rugosidades y escalas. La formulación completa ajusta mejor que la simplificada pero es más complicada y difícil de aplicar.

5. APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO DEL CAUDAL EN CAUCES PRISMÁTICOS.

5.1. Introducción

Como se ha establecido en el Apartado 2.3 del Estado del Conocimiento, el cálculo del caudal a partir del calado en un canal o en un río, se ha realizado tradicionalmente aplicando diferentes fórmulas de capacidad (Manning, Chezy o Darcy-Weisbach) a la sección completa, o bien a las diferentes zonas más o menos homogéneas en que se dividía la sección

Los métodos tradicionalmente usados en ambos casos se conocen como el método de la sección completa (SCM) y el método de la división en zonas mediante líneas de separación verticales (DCM-v). Para la aplicación del primer método, el SCM, cuando la rugosidad varía a lo ancho de la sección, es necesario aplicar alguna fórmula de promedio de las rugosidades para calcular la rugosidad equivalente. Estas fórmulas calculan una rugosidad promediada en la sección usando diferentes criterios: promedio del radio hidráulico, del perímetro mojado, del área, de la velocidad media, de la tensión de fondo media, etc. Yen (2002) resumió las principales fórmulas utilizadas por más de una docena de autores. El segundo método (DCM-v), que fue propuesto por Lotter (1933), separa la sección en zonas de diferente comportamiento hidráulico mediante líneas verticales y suma el caudal de cada zona para obtener el caudal total. En una sección compuesta estas zonas pueden ser el cauce y las llanuras. En este caso y si las llanuras o el cauce tienen rugosidad variable se pueden aplicar las fórmulas de promedio de la rugosidad a cada zona por separado. Existe también la posibilidad de separar la sección en infinitas franjas y sumar el caudal de cada franja para dar el caudal total y el caudal en las zonas que se establezcan. Aunque este último método sigue siendo el DCM-v es más conocido como el método de las franjas (SSDM), que sería el método de la división en zonas llevado al límite, infinitas zonas.

Estos métodos no tienen en cuenta, por lo menos físicamente, la interacción entre masas de agua de diferente velocidad. A pesar de que Sellin (1964) y Zheleznyakov (1971) ya establecieron que el fenómeno de interacción entre el cauce y las llanuras tenía gran importancia en el cálculo del caudal, estos métodos tradicionales han sido utilizados hasta la fecha por muchos modelos hidráulicos en 1D (HEC-RAS, MIKE 11, ISIS, etc.) y han sido los únicos métodos estudiados académicamente por la mayoría de los ingenieros hidráulicos que trabajan con los ríos. Sellin (1964) analizó el efecto que la interacción entre el cauce y las llanuras tenía en la capacidad hidráulica de las secciones compuestas, y diversos autores como Posey (1967), James y Brown (1977) y Wormleaton et al (1982) aplicaron los métodos tradicionales a datos de laboratorio de pequeña escala concluyendo que no eran válidos para el cálculo del caudal en secciones compuestas.

A partir de los resultados de los autores citados, se comenzaron a desarrollar nuevos métodos de cálculo, en unos casos con una base física y teórica, y en otros únicamente con ajustes empíricos que tuvieran en cuenta los efectos de la transferencia de cantidad de movimiento entre cauce y llanura. Los métodos más importantes que se pueden encontrar en la literatura se presentaron en el Estado del Conocimiento (apartado 2.2). En este capítulo estos métodos, incluidos algunos tradicionales (el SCM y el DCM-v),

van a aplicarse a un amplio conjunto de datos extraídos de la bibliografía y que incluyen canales de laboratorio de pequeña escala, de gran escala y ríos naturales.

5.2. Resumen y análisis de los datos

Introducción

Para el análisis del cálculo del caudal total y de los caudales de cauce y llanuras se han utilizado datos disponibles en la literatura (libros, artículos de revistas, ponencias de congresos, etc.) y de bases de datos de internet, p.ej: <http://www.flowdata.bham.ac.uk/> . Estos datos engloban canales de laboratorio de pequeña escala y de gran escala, con llanuras lisas y rugosas, con llanuras simétricas y asimétricas y con cauce rígido y móvil. Además se han empleado datos de ríos naturales.

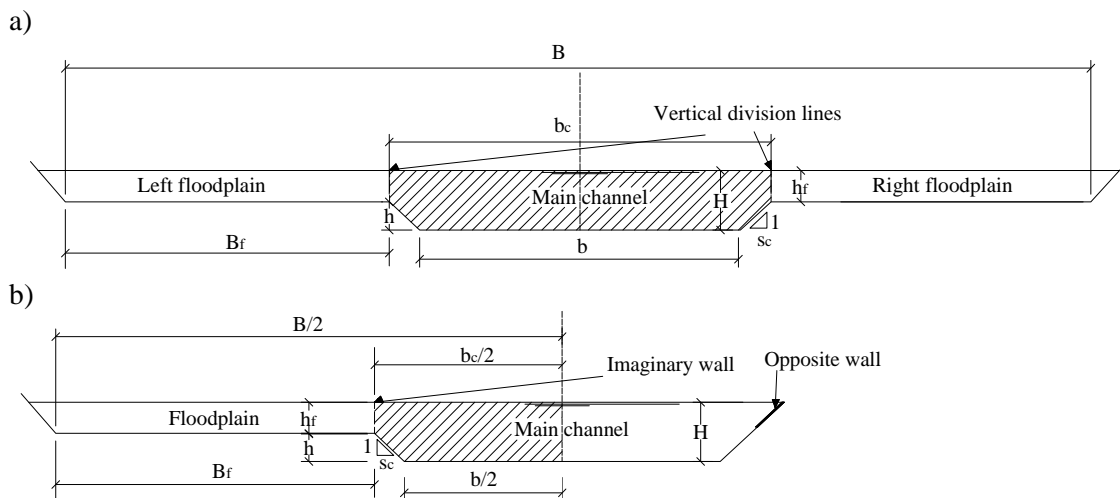


Figura 5.2.1. Parámetros geométricos de una sección compuesta a) simétrica y b) asimétrica.

En canales de pequeña escala, se han empleado los datos de James y Brown (1977), Wormleaton et al (1982), Knight et al (1983, 1984), Atabay et al (2005) y Tang y Knight (2006), estos dos últimos en cauce rígido y móvil. En cuanto a los datos de gran escala se han empleado los del FCF en sus series A (cauce rígido) y C (cauce móvil). En la Tabla 5.2.1a se muestran las características geométricas y de rugosidad de los experimentos desarrollados por James y Brown (1977) y los del resto de canales de pequeña escala. En la Figura 5.2.2a se pueden observar las dimensiones de las diferentes secciones usadas en estos ensayos, para el caso más ancho analizado por cada autor. En la Tabla 5.2.1b se muestran las características de las series del FCF y en la Fig. 5.2.2b se comparan las dimensiones de éste canal con las de los canales de pequeña escala. En la Tabla 5.2.1c se pueden ver las características geométricas y de rugosidad de los ríos Main y Severn y en la Fig. 5.2.2c se comparan sus dimensiones entre sí y con el FCF. En la Fig. 5.2.1 se muestran los parámetros geométricos más importantes que se pueden definir en una sección compuesta.

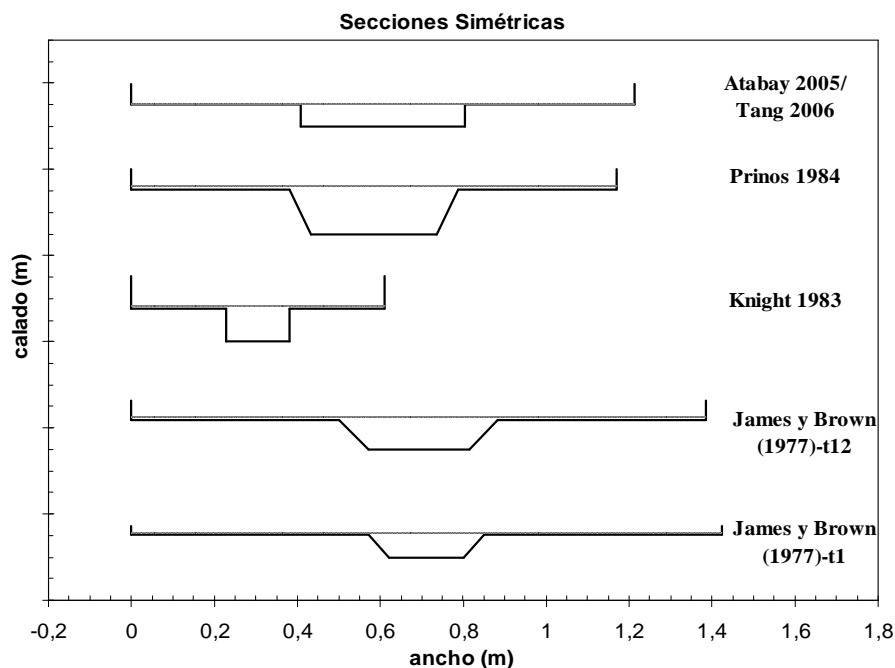


Figura 5.2.1a. Dimensiones de algunos canales de pequeña escala. Las escalas horizontal y vertical son idénticas. (*)

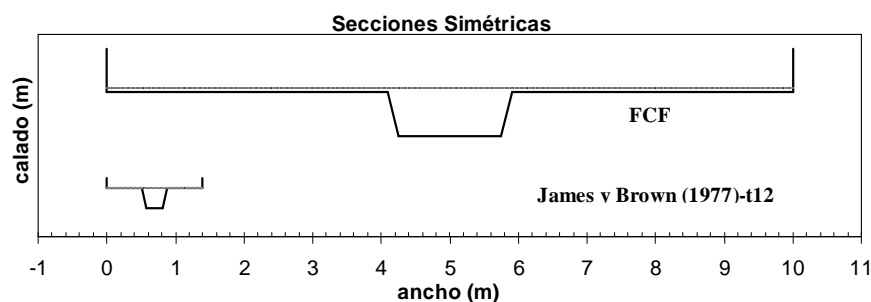


Figura 5.2.1b. Comparación entre la sección simétrica del FCF y de uno de los canales de pequeña escala. La escala vertical es 3 veces mayor que la horizontal. (*)

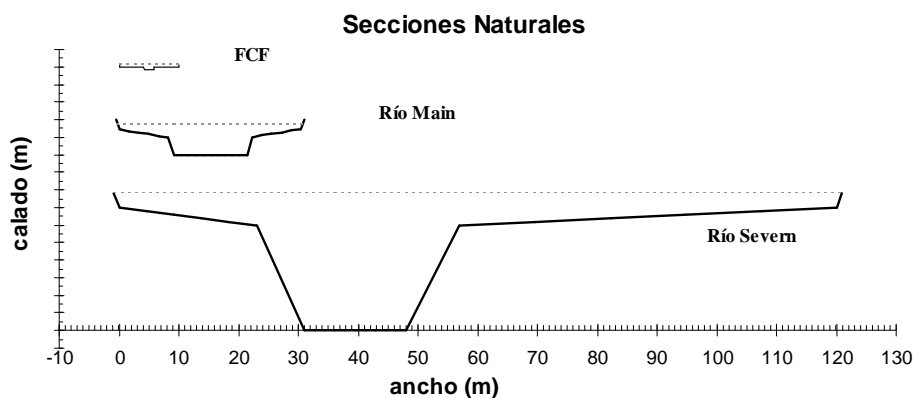


Figura 5.2.1c. Comparación entre la sección simétrica del FCF y las de los ríos analizados. La escala vertical es 3 veces mayor que la horizontal. (*)

(*) Las líneas de puntos indican el menor calado de cada serie, y el límite superior de las llanuras indican el mayor calado.

Tabla 5.2.1. Parámetros principales de los a) canales de pequeña escala, b) el canal de gran escala, FCF y c) ríos naturales, analizados. Dimensiones en metros.

a) Autores (canales de pequeña escala)	Series ref.	h/b	B/b	Forma del Cauce (pendiente márgen-s)	Rugosidad Llanuras (n_p)	Ancho Llanuras (B_p)	Calado Cauce (h)	Pend. (x1000)	Datos (N)
James y Brown (1977)	J-t1	0.29	8.00	Trapezoidal (1H:1V)	lisas (0.012)	0.572 x 2 Sim	0.051	0.001 0.002 0.003	50
James y Brown (1977)	J-t2	0.29	5.70	Trapezoidal (1H:1V)	lisas (0.011)	0.368 x 2 Sim	0.051	0.001 0.002 0.003	41
James y Brown (1977)	J-t3	0.29	3.71	Trapezoidal (1H:1V)	lisas (0.011)	0.191 x 2 Sim	0.051	0.001 0.002 0.003	38
James y Brown (1977)	J-t12	0.29	5.70	Trapezoidal (1H:1V)	lisas (0.01)	0.502 x 2 Sim	0.069	0.001 0.002 0.003	21
James y Brown (1977)	J-t13	0.29	3.71	Trapezoidal (1H:1V)	rugosas (0.016)	0.502 x 2 Sim	0.069	0.001 0.002 0.003	18
Knight and Demetriou (1983)	K-s3	0.50	4.00	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.01)	0.229 x 2 Sim	0.076	0.966	6
	K-s2		3.00			0.152 x 2 Sim			
	K-s1		2.00			0.076 x 2 Sim			
Knight et al (1983)	K-a3	0.50	4.00	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.01)	0.229 x 1 Asim	0.076	0.966	7
Knight y Hamed (1984)	KH-r9	0.50	4.00	Rectangular (0H:1V)	rugosas (0.013-0.06)	0.229 x 2 Sim	0.076	0.966	36
Atabay (2002)	A-ROA	0.13	3.05	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.0091)	0.407 x 1 Asim	0.05	2.024	12
Atabay (2002)	A-ROS	0.13	3.05	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.0091)	0.407 x 2 Sim	0.05	2.024	12
Atabay (2002)	A-ORH1 A-ORH2 A-ORH3 A-ORH4	0.13	3.05	Rectangular (0H:1V)	rugosas (0.03-0.057)	0.407 x 2 Sim	0.05	2.024	32
Atabay (2002)	A-LOA	0.13	3.05	Rectangular (0H:1V) cauce móvil	lisas (0.0091)	0.407 x 1 Asim	≈ 0.05	2.024	9
Atabay (2002)	A-LOS	0.13	3.05	Rectangular (0H:1V) cauce móvil	lisas (0.0091)	0.407 x 2 Sim	≈ 0.05	2.024	8
Tang y Knight (2006)	LOSR3 LOSR1 LOSR05 LOSR025	0.13	3.05	Rectangular (0H:1V) cauce móvil	lisas (0.012-0.077)	0.407 x 2 Sim	≈ 0.05	2.024	6 8 6 9

b) Autores (canal de gran escala)	Series ref.	h/b	B/b	Forma del Cauce (pendiente márgen-s)	Rugosidad Llanuras (n_p)	Ancho Llanuras (B_p)	Calado Cauce (h)	Pend. (x1000)	Datos (N)
Wormleaton y Merret (1990)-ser. A	FCF-s1 FCF-s2 FCF-s3	0.1	6.57	Trapezoidal (1H:1V)	lisas (0.01)	4.10 x 2 Sim	0.15	1.027	7
			4.10			2.25 x 2 Sim			8
			2.10			0.75 x 2 Sim			7
Knight y Shiono (1996)-ser. A	FCF-s6	0.1	4.10	Trapezoidal (1H:1V)	lisas (0.01)	2.25 x 1 Asim	0.15	1.027	8
Wormleaton y Merret (1990)-ser. A	FCF-s7	0.1	4.10	Trapezoidal (1H:1V)	rugosas (0.012-0.037)	2.25 x 2 Sim	0.15	1.027	8
Knight y Shiono (1996)-ser. A	FCF-s8	0.1	4.10	Rectangular (0H:1V)	lisas (0.01)	2.25 x 2 Sim	0.15	1.027	8
Knight y Shiono (1996)-ser. A	FCF-s10	0.1	4.10	Trapezoidal (2H:1V)	lisas (0.01)	2.25 x 2 Sim	0.15	1.027	8
Knight y Brown (2001)-ser. C	FCF-sCs	0.1	4.10	Trapezoidal (1H:1V) cauce móvil	lisas (0.01)	2.25 x 2 Sim	≈ 0.2	1.027	8
Knight y Brown (2001)-ser. C	FCF-sCr	0.1	4.10	Trapezoidal (1H:1V) cauce móvil	rugosas (0.012-0.037)	2.25 x 2 Sim	≈ 0.2	1.027	8

c) Autores (ríos naturales)	Serie ref.	h/b	B/b	Forma del Cauce (pendiente margen-s)	Rugosidad Llanuras (n_f)	Ancho Llanuras (B_f)	Calado Cauce (h)	Pend. (x1000)	Datos (N)
Martin y Myers (1991) – Río Main	Main	0.078	2.41	Trapezial (1.36H:1V)	vegetación (0.045)	8.15 x 2 Sim	0.955	3.700	9
Knight et al (1989) – Río Severn	Severn	0.353	6.41	Trapezial (1.42H:1V)	vegetación (0.04)	63.0+23.0 Asim	6.00	0.200	13

De todos los datos disponibles en la literatura, se han seleccionado únicamente los que se midieron en condiciones de régimen uniforme, y que además cumplían la condición de que con los valores de rugosidad dados por los autores, el caudal total calculado con el DCM-v es siempre mayor que el medido. Si no se cumple esta condición significa que el fenómeno físico no se está respetando pues el DCM-v no tiene en cuenta las pérdidas por interacción entre zonas y el caudal obtenido siempre tiene que ser mayor que el real.

Además hay que señalar que los datos de James y Brown (1977) son menos de los que se han utilizado en este capítulo. La razón es que sólo hay medidas de dos o tres valores de los caudales parciales del cauce y de las llanuras de cada serie. Sin embargo, hay más de diez medidas del caudal total para cada serie. Myers (1987), Myers et al (1997) y Myers et al (2001) demostraron que la relación entre el caudal del cauce y de las llanuras es proporcional a la relación entre el calado de las llanuras y del cauce, de forma que:

$$\frac{Q_c}{Q_f} = J \left(\frac{H-h}{H} \right)^y \quad (5.3.1)$$

Esta expresión indica que con al menos dos datos del caudal de cauce y llanuras se pueden ajustar el coeficiente J y el exponente y a partir de una regresión lineal en una escala logarítmica. Con los valores de J e y se pueden obtener las relaciones de caudales de cauce y llanuras para el resto de las medidas del calado-caudal total disponibles. Además, los valores de J e y son independientes de la pendiente del canal y de la escala, dependiendo únicamente de las relaciones geométricas entre variables como el ancho del cauce, ancho de las llanuras, profundidad de cauce lleno o las pendientes transversales de las llanuras y de las márgenes del cauce.

Tabla 5.3.1. Valores de (J , y) obtenidos para los datos de James y Brown (1977).

	Serie ref.	h/b	B/b	Forma del Cauce	(n_f)	(h)	Pend. (x1000)	J_i	y_i	J	y
James y Brown (1977)	J-t1	0.29	8.00	Trapezial (1H:1V)	lisas (0.012)	0.051	0.001 0.002 0.003	0.127	-1.795	0.140	-1.660
James y Brown (1977)	J-t2	0.29	5.70	Trapezial (1H:1V)	lisas (0.011)	0.051	0.001 0.002 0.003	0.239	-1.684	0.225	-1.660
James y Brown (1977)	J-t3	0.29	3.71	Trapezial (1H:1V)	lisas (0.011)	0.051	0.001 0.002 0.003	0.365	-1.789	0.400	-1.660
James y Brown (1977)	J-t12	0.29	5.70	Trapezial (1H:1V)	lisas (0.01)	0.069	0.001 0.002 0.003	0.277	-1.570	0.277	-1.570
James y Brown (1977)	J-t13	0.29	3.71	Trapezial (1H:1V)	rugosas (0.016)	0.069	0.001 0.002 0.003	0.58	-1.310	0.58	-1.310

Como se puede ver en la Tabla 5.2.1 James y Brown (1977) tomaron medidas con 5 geometrías diferentes, y diferentes pendientes en cada geometría. Los valores de (J_i, y_i) para todos los datos de cada geometría (J-t1, J-t2 y J-t3), obtenidos según regresión lineal a partir de dos o tres valores de los caudales de cauce y llanuras, en cada pendiente, están dados en la Tabla 5.3.1.

Analizando los valores de (J, y) obtenidos para el FCF, series s1, s2 y s3, que tienen la misma geometría del cauce pero diferentes llanuras (figura 5.4.1) se observa que el exponente y es prácticamente igual en las tres, variando únicamente el coeficiente J . Este resultado ha sido aplicado a los datos de James y Brown (1977) y se han obtenido los coeficientes J de la Tabla 5.3.1, para un exponente y igual a -1.66.

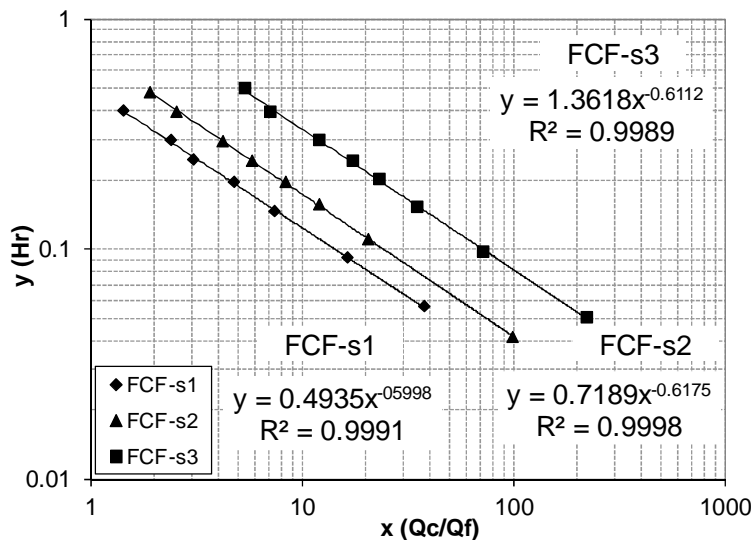


Figura 5.3.1. Influencia del ancho de las llanuras en la relación Q_c/Q_f , datos del FCF.

En la figura 5.3.2 se pueden ver las líneas obtenidas con los valores de J, y para las series de datos, t1, t2 y t3 de James y Brown (1977), considerando que el exponente no varía al variar el ancho de la llanura.

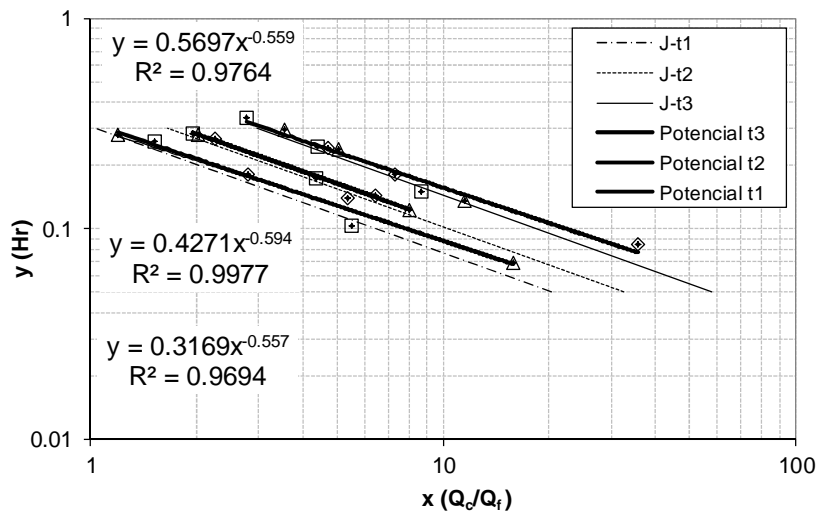


Figura 5.3.2. Influencia del ancho de las llanuras en la relación Q_c/Q_f , James y Brown (1977). Líneas potenciales para cada ancho (gruesas) y líneas con el exponente constante (finas).

5.3. Resultados de los métodos tradicionales

5.3.1. Introducción

Los datos de los canales mencionados en el apartado 5.2 se han utilizado para comparar diferentes métodos de la capacidad hidráulica de una sección en régimen uniforme. Estos métodos se pueden dividir en dos tipos: métodos tradicionales y nuevos métodos o métodos modernos.

Dentro de los métodos tradicionales se han analizado los métodos de sección completa (DCM) y de división en zonas (DCM). Muchos autores ya han demostrado que estos métodos no deben utilizarse para el cálculo del caudal total, ni del cauce ni de las llanuras, en cauces compuestos. En esta tesis se han analizado los resultados de estos métodos para los datos disponibles, que incluyen llanuras rugosas, cauce móvil y ríos naturales que han sido menos analizados por otros autores. Aunque hay varias versiones del SCM, Einstein, Horton, etc. y del DCM, separación vertical (DCM-v), separación horizontal (DCM-h) y separación diagonal (DCM-d), sólo se han analizado el SCM de Horton (1933) y el DCM-v, por ser los métodos más comunes en los programas comerciales y en los libros de texto. Las otras versiones del DCM han sido poco usadas, principalmente por su dificultad a la hora de ser programadas (el DCM-h y el DCM-d), y aunque se ha demostrado que mejoran los resultados del DCM-v, estas mejoras no son generalizables.

5.3.2. Secciones con cauce liso y llanuras lisas

El caso de cauce y llanuras lisos ha sido analizado por otros autores (James y Brown, 1977, Wormleaton et al, 1982 y 1985, Prinos y Townsend, 1984, Wormleaton y Merret, 1990, Seckin, 2004), que han demostrado que el DCM-v sobrestima los caudales, dando niveles menores que los reales y el SCM los subestima, dando niveles mayores y por lo tanto estando del lado de la seguridad. En este análisis se han utilizado los datos de pequeña escala de James y Brown (1977), Knight y Demetriou (1983), Atabay et al (2005) y los de gran escala del FCF, con el fin de contrastar los resultados obtenidos por los autores anteriores.

SCM

El SCM ha sido utilizado tradicionalmente para cauces de secciones rectangulares, trapeciales, circulares o similares (secciones naturales asimilables a éstas). Cuando hay diferencias de rugosidad a lo ancho de la sección, se necesita estimar una rugosidad media para la sección. Para ello existen diferentes ecuaciones (Yen, 2002) que utilizan distintas hipótesis de cálculo. En el caso de cauces compuestos las diferentes versiones de éste método han seguido utilizándose aunque se sabía que las velocidades en cauce y llanuras eran muy diferentes (Chow, 1956). A partir de los resultados de Wormleaton et al (1982, 1985) la validez del SCM para cauces compuestos ha sido muy cuestionada, especialmente en lo que se refiere al reparto de caudal entre el cauce y las llanuras.

Cuando la rugosidad es uniforme a lo ancho de la sección, ya sea una sección simple o compuesta, el SCM se aplica directamente con el valor del coeficiente de rugosidad, n , de toda la sección, Eq. (5.4.1).

$$Q = \frac{I^{1/2}}{n} R_h^{2/3} \cdot A \quad (5.4.1)$$

En primer lugar el método ha sido aplicado a los datos de canales de pequeña escala mencionados anteriormente. En la figura 5.4.1 se representa en ordenadas el error obtenido para cada dato de cada serie (abscisas), de las series de Knight y Demetriou (1983) y de Atabay et al (2005). Se puede observar como el SCM da errores negativos para el caudal total y el del cauce, es decir subestima estos dos caudales, y sobrestima el de las llanuras, errores positivos. La media de los errores del caudal total está alrededor del 10% aunque hay caudales para los que el error llega al 25%. En el caso del caudal del cauce los errores son superiores a los del caudal total en todos los casos y en las llanuras el error es muy superior a ambos.

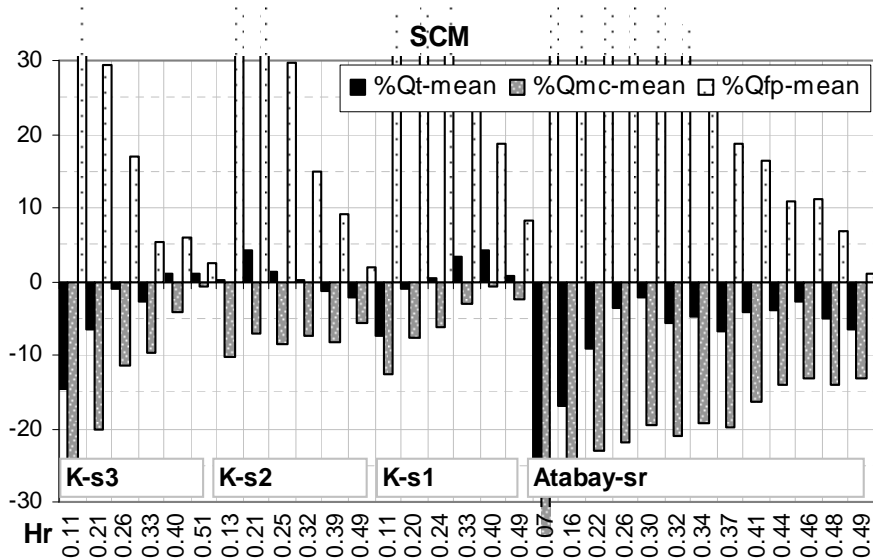


Figura 5.4.1. Aplicación del SCM a datos de pequeña escala. Errores (eje-y) en los caudales total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado de las series (eje-x).

Los resultados obtenidos con los datos de Knight y Demetriou (1983) no indican ninguna tendencia pero sí los resultados de los datos de Atabay et al (2005). En éstos se observa que el error es mayor para calados pequeños y disminuye al aumentar éstos, cuando el flujo en la sección compuesta se asemeja más al de una sección simple.

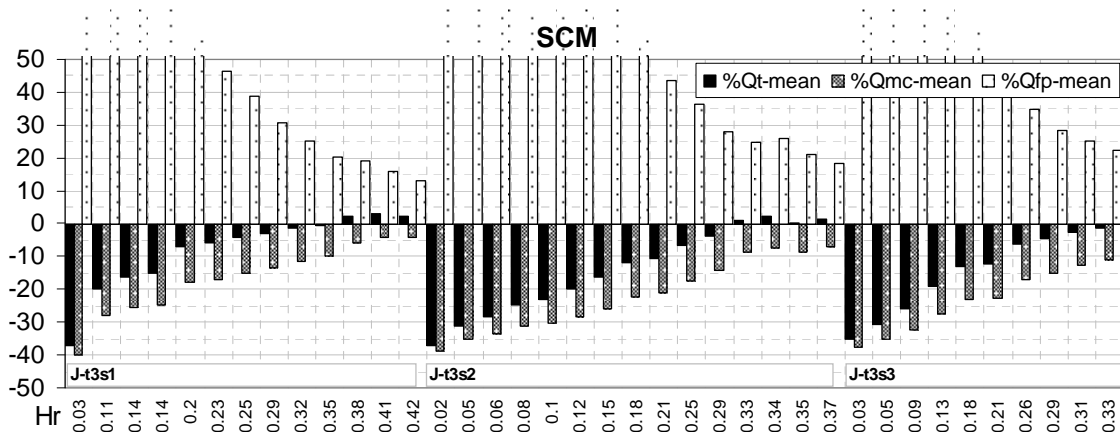


Figura 5.4.2 Aplicación del SCM a datos de James y Brown (1977). Errores (y) en los caudales total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado de las series (x).

Los resultados obtenidos para los datos de James y Brown (1977) confirman lo observado en el resto de canales de pequeña escala, Figura 5.4.2. El SCM subestima más de un 20 % los caudales totales para pequeños calados y hasta un 40 % los caudales del cauce. En el caso de las llanuras el caudal calculado es hasta un 100 % mayor que el real para los calados menores. Sin embargo, para calados relativos de 0.5 los errores disminuyen por debajo del 10 % en todos los casos.

El error medio para cada serie de James y Brown (1977) se muestra en la figura 5.4.3. Es claro que el SCM subestima el caudal total con errores medios del 20 % y que para los caudales de cauce y llanuras estos errores son mayores del 30 %.

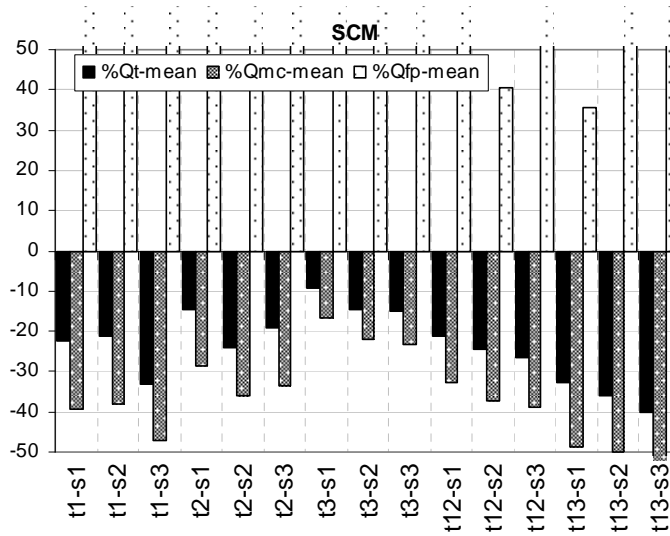


Figura 5.4.3 Aplicación del SCM a datos de James y Brown (1977). Errores medios (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada serie (eje-x).

En el caso del FCF, los resultados confirman lo observado en los canales pequeños. El SCM subestima hasta un 40 % los caudales totales para pequeños calados y hasta un 50 % los caudales del cauce. En el caso de las llanuras el caudal calculado es hasta un 100 % mayor que el real para los calados pequeños. Sin embargo, para calados relativos mayores de 0.5 los errores disminuyen por debajo del 10%. En la figura 5.4.4 se pueden observar los errores en cada calado para las 5 series del FCF.

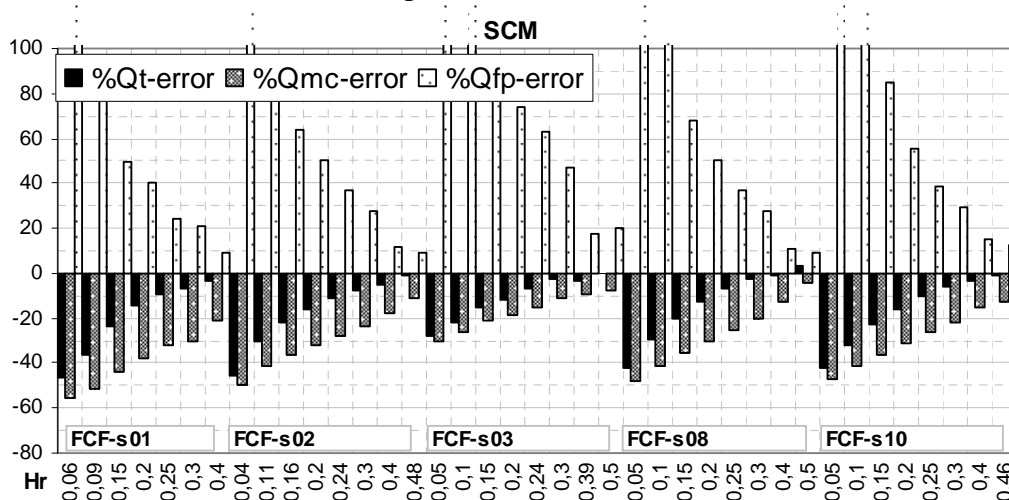


Figura 5.4.4. Aplicación del SCM a datos del FCF-series A. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

DCM-v

La Fig. 5.4.5 muestra el error obtenido para cada dato de cada serie (abscisas), de las series de Knight y Demetriou (1983) y Atabay et al (2005), con DCM-v. Se observa que los errores son positivos para el caudal total y el del cauce, es decir sobrestima estos caudales, y subestima el de las llanuras, errores negativos. Los errores del caudal total están alrededor del 10% aunque en algún caudal llega al 20%. En el caudal del cauce los errores son ligeramente superiores a los del caudal total en todos los casos y en las llanuras el error es ligeramente inferior al del cauce.

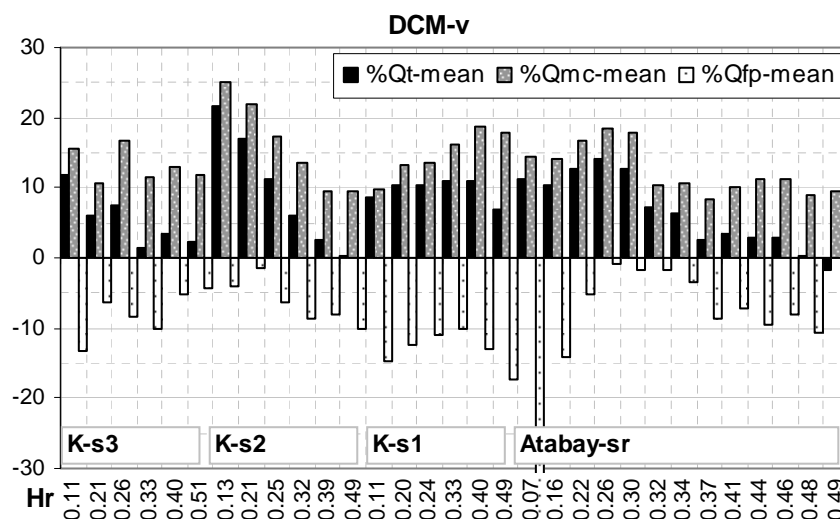


Figura 5.4.5 Aplicación del DCM-v a datos de pequeña escala. Errores (eje-y) en los caudales total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado de las series (eje-x).

En el caso de los datos de James y Brown (1977), la figura 5.4.6 representa el error obtenido para cada dato de la serie J-t3, para las tres pendientes. Se puede observar que los resultados son similares a los obtenidos con los otros canales pequeños.

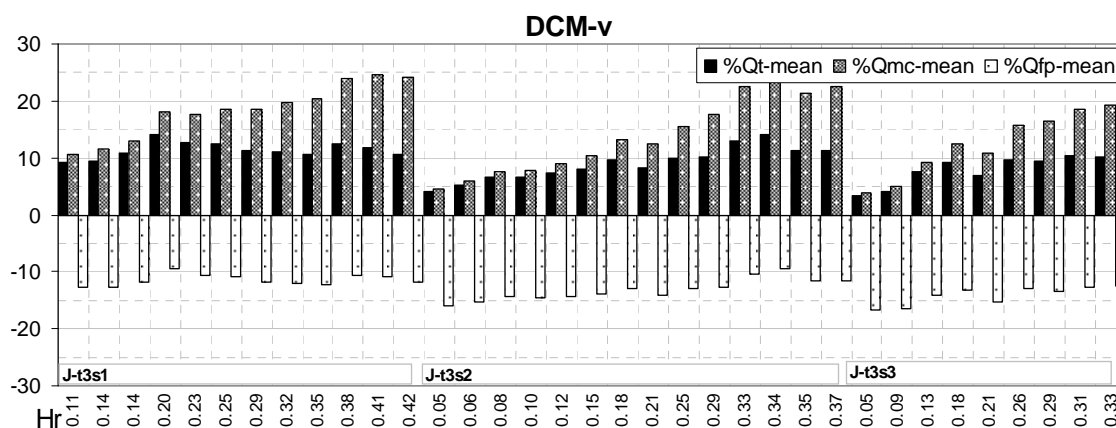


Figura 5.4.6 Aplicación del DCM-v a James y Brown (1977). Errores (eje-x) en los caudales total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado de las series (eje-y).

Los errores medios para todas las series de James y Brown (1977) se muestran en la figura 5.4.7, observándose que en todos los casos se cumple que el caudal total y el caudal del cauce se sobrestiman, mientras que el caudal de las llanuras se subestima.

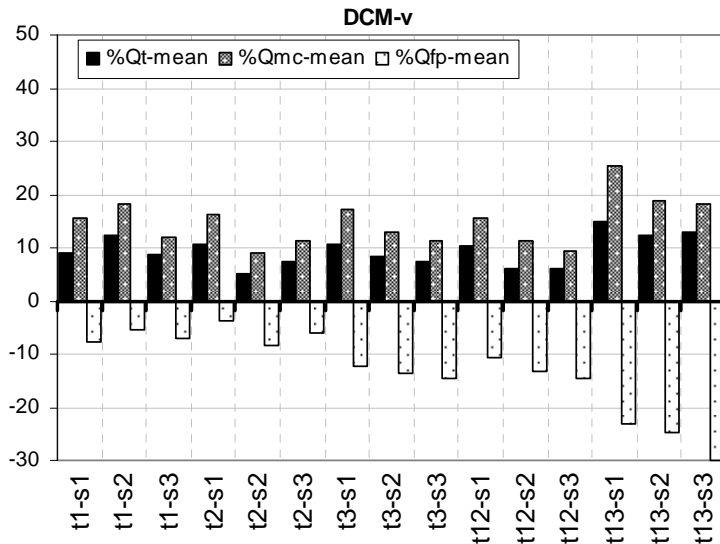


Figura 5.4.7 Aplicación del DCM-v a datos de James y Brown (1977). Errores medios (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada serie (eje-x).

En el caso del canal de gran escala FCF, se confirma lo observado en los canales de pequeña escala. En la figura 5.4.8 se pueden ver los errores obtenidos para cada caudal de las diferentes series analizadas del FCF (Series A). Estos resultados parecen indicar que al aumentar el ancho de las llanuras (de la serie 03 a la serie 01) el error en el caudal de éstas disminuye, sin embargo aumenta el error en el caudal total y en el del cauce (Tabla 5.4.1). Además se puede observar que para caudales grandes, donde la interacción cauce-llanura disminuye, el error en el caudal total disminuye aunque se mantienen las diferencias en los caudales de cauce y llanuras.

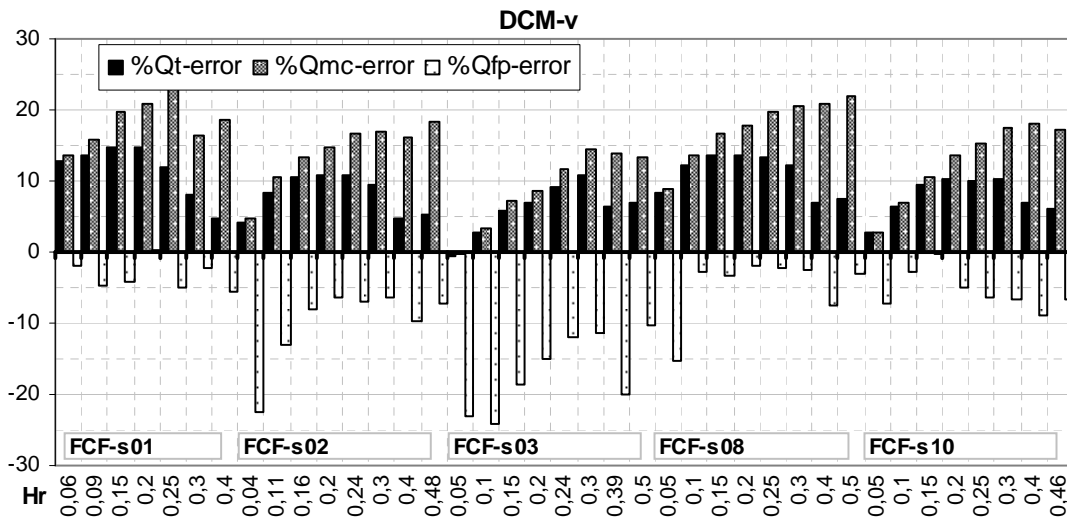


Figura 5.4.8 Aplicación del DCM-v a datos del FCF-series A. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

Para finalizar el análisis del DCM-v en los cauces con llanuras de rugosidad similar, se puede concluir que se confirman los resultados obtenidos por otros autores y que los errores obtenidos para el caudal total no son demasiado grandes, media del 10%. Los grandes inconvenientes del método son que el caudal del cauce es sobrestimado hasta un 20% y que sobrestimar los caudales totales implica considerar niveles de agua menores que los reales, con las consecuencias que esto puede tener para la seguridad

frente a inundaciones. También hay que destacar que cuando aumenta el ancho de las llanuras, la interacción entre cauce y llanuras, que depende de la relación de ancho, es mayor, por lo que disminuye más la capacidad del cauce (Fig. 5.4.9). Por esta razón el DCM-v da errores mayores para los caudales totales y del cauce, mientras que el error en el caudal de las llanuras disminuye respecto a los casos con llanuras más estrechas

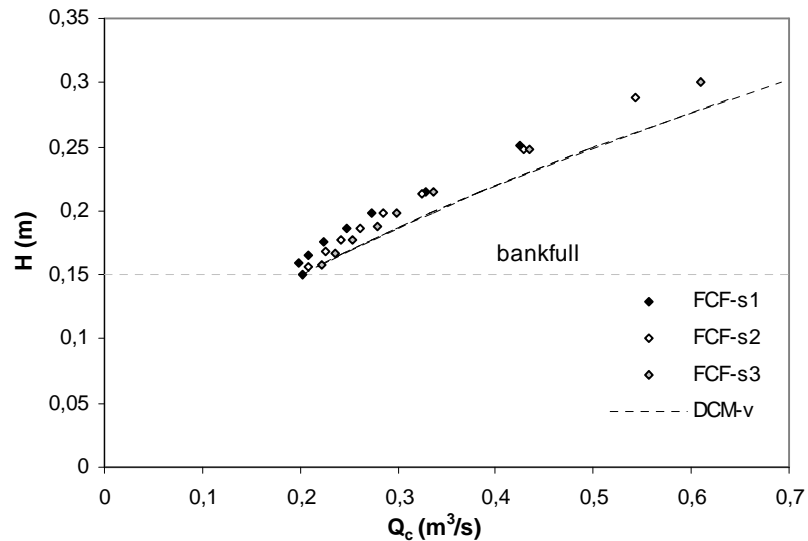


Figura 5.4.9. Caudal del cauce para series del FCF con diferente ancho de llanuras. Comparación con el valor obtenido a partir de DCM-v.

5.3.3. Secciones con cauce liso y llanuras rugosas

Aunque los cauces naturales, e incluso los encauzamientos construidos por el hombre, tienen rugosidades diferentes en el cauce y en las llanuras, los estudios realizados con estas condiciones son escasos. Wormleaton et al (1982 y 1985), Prinos y Townsend (1984), Knight y Hamed (1984) y Wormleaton y Merret (1990) mostraron que los caudales calculados con los métodos tradicionales en estas configuraciones, se diferenciaban mucho más de los medidos que en las situaciones con llanuras lisas. En los casos con llanuras rugosas el DCM-v también sobrestima los caudales y el SCM (Horton, 1933) los subestima, pero los errores obtenidos con ambos métodos son mucho mayores que en el caso de llanuras lisas (Figura 5.4.10). En este análisis se han utilizado datos de James y Brown (1977), de Atabay (2002) y del FCF (Wormleaton y Merret, 1990) para comprobar los resultados obtenidos por los autores anteriormente citados.

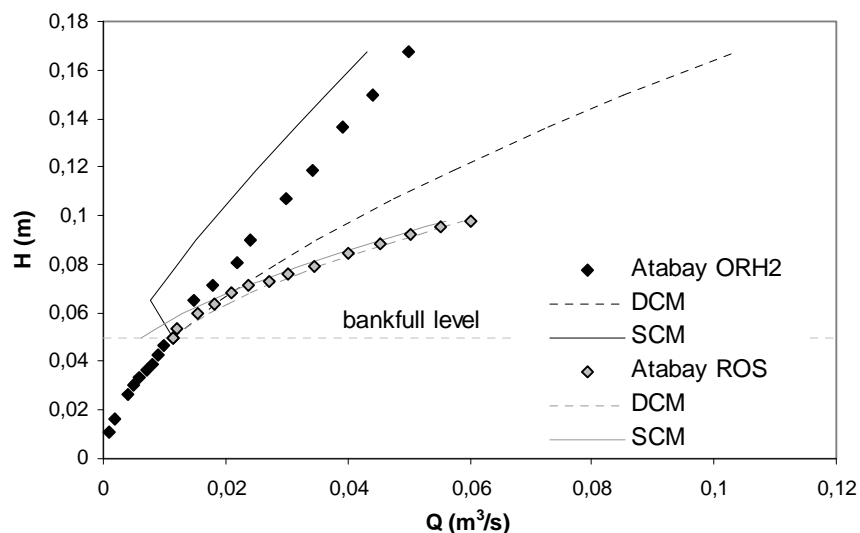


Figura 5.4.10. Curvas calado-caudal para llanuras lisas (A-ROS) y rugosas (A-ORH2). Comparación con las calculadas por el SCM y el DCM-v.

SCM

En los casos analizados en el apartado anterior, el cauce y las llanuras tienen rugosidad uniforme, y el coeficiente de resistencia usado para la sección completa (SCM) es el mismo que el de cauce y llanuras. Cuando el cauce y las llanuras tienen rugosidades diferentes, se necesita estimar primero un coeficiente de resistencia equivalente en toda la sección para aplicar el SCM. Existen diferentes ecuaciones para calcular este coeficiente equivalente (Yen, 2002), que utilizan distintas hipótesis de cálculo. En esta tesis, se han analizado varias de estas ecuaciones con el fin de comparar los resultados obtenidos y establecer cuáles son las más adecuadas para el caso de cauces con llanuras rugosas. En la Figura 5.4.11 se muestran los resultados obtenidos por las fórmulas descritas en el apartado 2.3.1.

Se puede observar en la Fig. 5.4.11 que todas las fórmulas analizadas dan errores muy grandes para los caudales de cauce y llanuras. Sin embargo, para el caudal total esos errores son menores, aunque por encima del 20 % en la mayoría de los calados. Las fórmulas de Colebatch (1941) y Cox (1973) son las que dan errores más pequeños en los caudales totales, especialmente cuando los calados relativos son grandes. Sin embargo, en los caudales de las llanuras dan errores mayores que el resto de fórmulas. Es decir, se mantiene el error del cauce pero el mayor aumento del error en las llanuras, compensa el error en el caudal total. Como los resultados obtenidos para cada una de las fórmulas no son en ningún caso admisibles, y se observa que hay poca diferencia, se usará para la comparación con los demás métodos la fórmula de Horton (1933) que es la recomendada en el programa HEC-RAS.

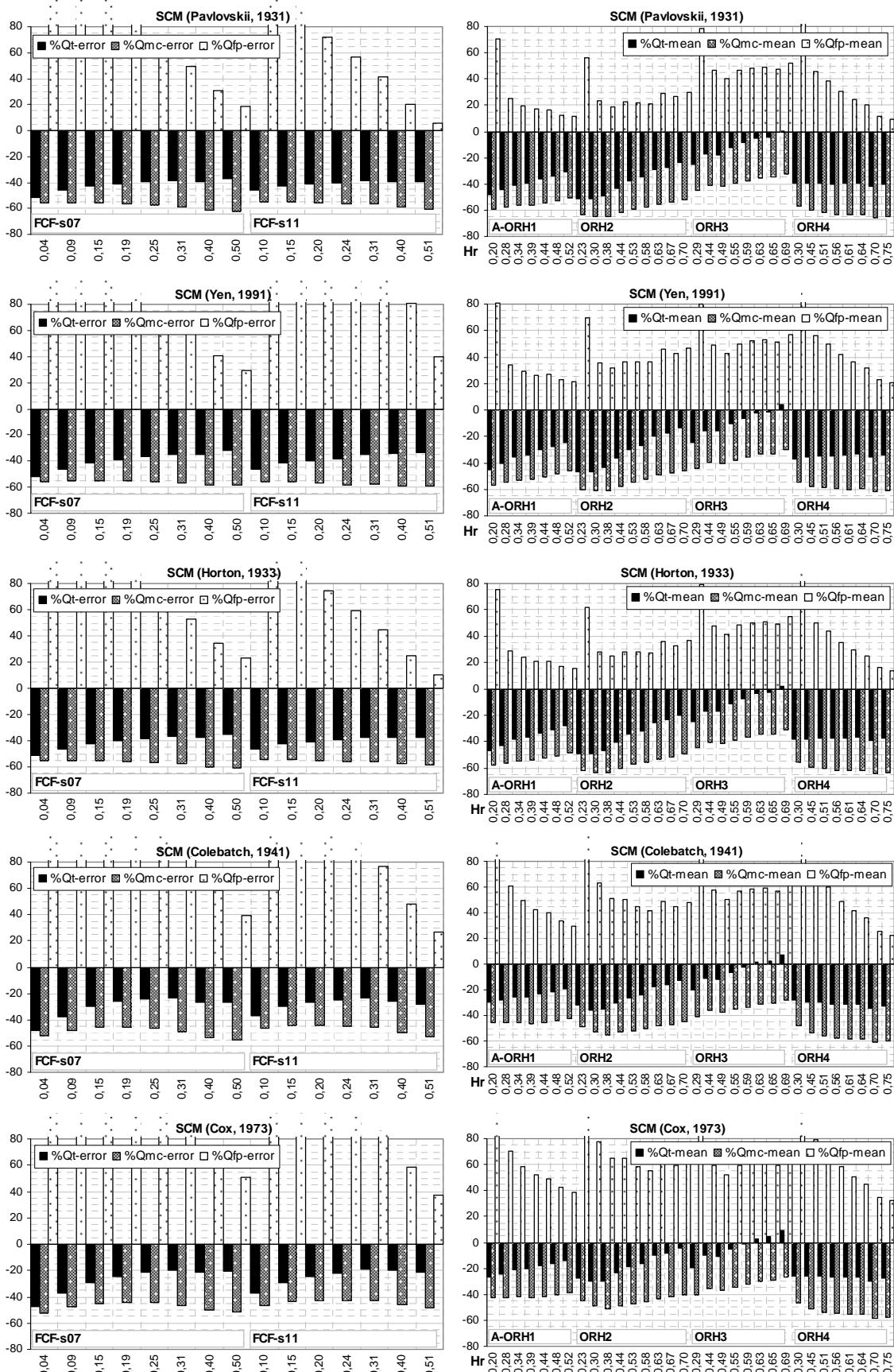


Figura 5.4.11 Comparación de fórmulas de cálculo del coeficiente de resistencia equivalente a datos de FCF-izda. y Atabay (2002)-drcha. Errores (eje-y) en el caudal total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado relativo de las series (eje-x).

En primer lugar se ha aplicado el SCM (Horton, 1933) a datos de canales de pequeña escala. En la Figura 5.4.12 se representa en ordenadas el error obtenido para cada dato de cada serie (abscisas) de Atabay (2002). Se puede observar como el SCM (Horton, 1933) subestima el caudal total y el del cauce, errores negativos, y sobrestima el de las llanuras, errores positivos. La media de los errores del caudal total está por encima del 10% aunque hay caudales para los que el error supera el 40%. En las distintas series la relación entre el coeficiente de las llanuras (n_f) y del cauce (n_c) es diferente y por eso los errores varían. En el caudal del cauce y de las llanuras, los errores son superiores a los del caudal total en la mayoría de los calados. Además el error es mayor para calados relativos pequeños y disminuye al aumentar estos, aunque siempre por encima del 20%, excepto en la serie A-ORH3, con menor relación de rugosidades n_f/n_c .

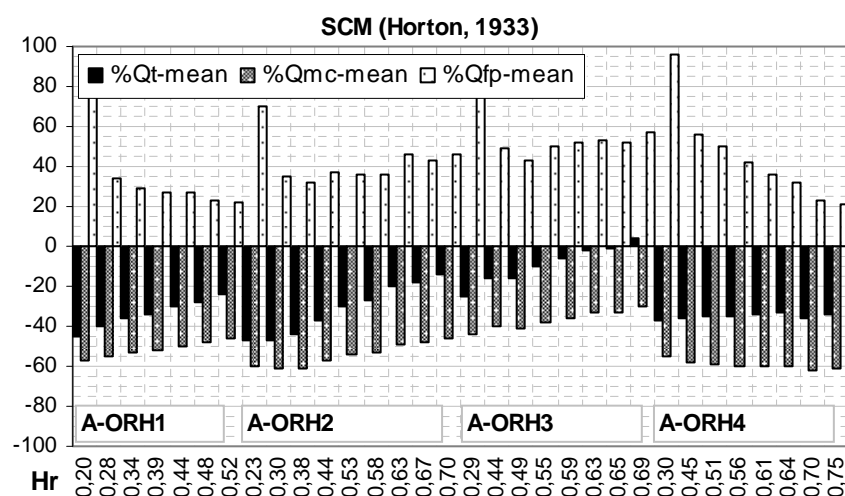


Figura 5.4.12 Aplicación del SCM a las series de datos de Atabay (2002). Errores (eje-y) en el caudal total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado relativo (eje-x).

Los resultados obtenidos para los datos del canal de gran escala, el FCF, se muestran en la figura 5.4.13. Los errores confirman que cuando las llanuras son rugosas el SCM subestima el caudal total y el del cauce y sobrestima el de las llanuras, todavía más que con llanuras lisas.

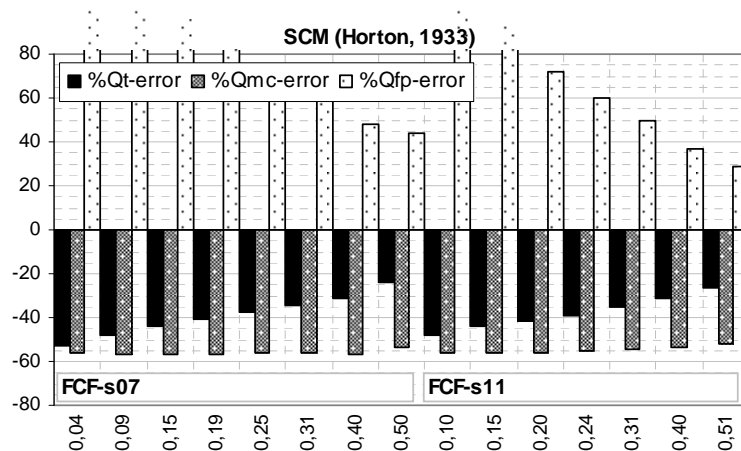


Figura 5.4.13 Aplicación del SCM a datos del FCF-series A. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

Se debe destacar, sin embargo, que en las dos series analizadas (FCF-s07 y FCF-s11) el error de las llanuras es mayor que el del cauce para calados pequeños. Además disminuye al aumentar el calado, disminuyendo también el error para el caudal total. Estos resultados difieren de los obtenidos para los datos de pequeña escala de Atabay (2001). Los elementos artificiales de rugosidad en el FCF son diferentes a los de Atabay (2001), aunque en ambos casos el coeficiente de resistencia aumenta con el calado.

La rugosidad de las series de datos de Atabay (2001) y del FCF es variable con el calado, aumentando al aumentar este. Sin embargo, en las series de datos de Knight y Hamed (1984) que también tienen llanuras rugosas, el coeficiente de resistencia en éstas disminuye al aumentar el calado. En la Figura 5.4.14 se puede observar que aunque la tendencia es la misma, el error en el caudal total disminuye hasta por debajo del 10 % para una relación de calados de 0.5. También el error en el caudal del cauce disminuye aunque sigue siendo mayor del 20 %. En las llanuras el caudal calculado es menor que el medido aunque los errores son menores del 10 %, excepto en el calado más pequeño.

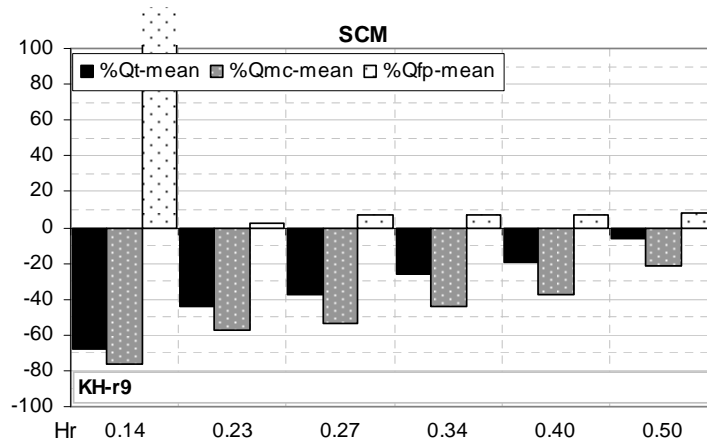


Figura 5.4.14 Aplicación del SCM a la serie KH-r9 de Knight y Hamed (1984). Error (eje-y) en el caudal total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado relativo (eje-x).

En otras series de datos como las de James y Brown (1977), Wormleaton et al (1982) y Prinos y Townsend (1984), los coeficientes de Manning en las llanuras son constantes con el calado. En la Figura 5.4.15 se puede ver que el error en el caudal total también disminuye al aumentar el calado aunque la diferencia sigue siendo superior al 20 %.

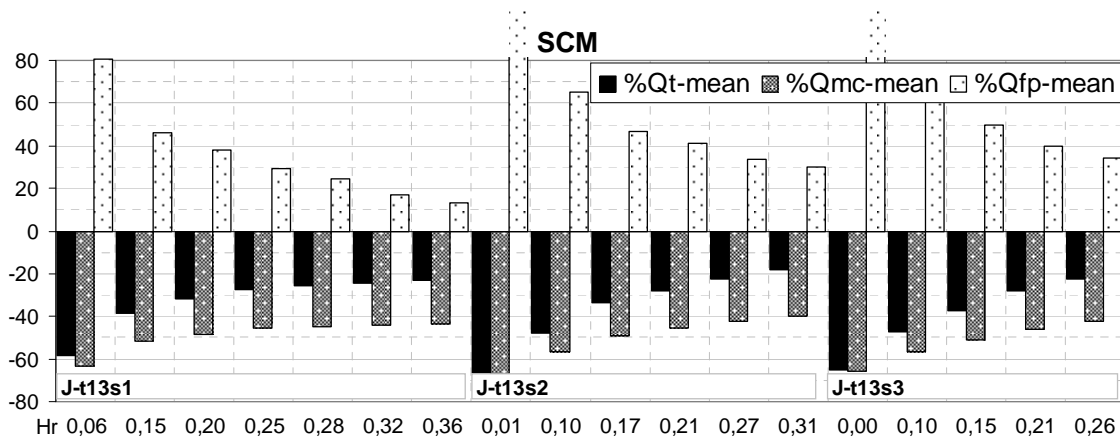


Figura 5.4.15 Aplicación del DCM-v a los datos de James y Brown (1977). Error (eje-y) en el caudal total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado relativo (eje-x).

Como se puede ver en la Figura 5.4.16, la variación del coeficiente de resistencia (Manning) con el calado tiene importancia en los resultados obtenidos para el caudal total con el SCM. En los datos de Knight y Hammed (1984) el error es muy grande, 70%, en los calados pequeños, pero disminuye rápidamente al aumentar el calado, 10%, sin embargo en el resto de datos el error se mantiene en unos valores entre el 20%-10% para todos los calados. Esto demuestra que la diferencia de caudales es mayor cuanto mayor es la diferencia de rugosidad entre el cauce y las llanuras, y que aunque la diferencia de calados se reduzca, el SCM no mejora los resultados tanto como en el caso de llanuras lisas si la relación entre los coeficientes de resistencia es grande.

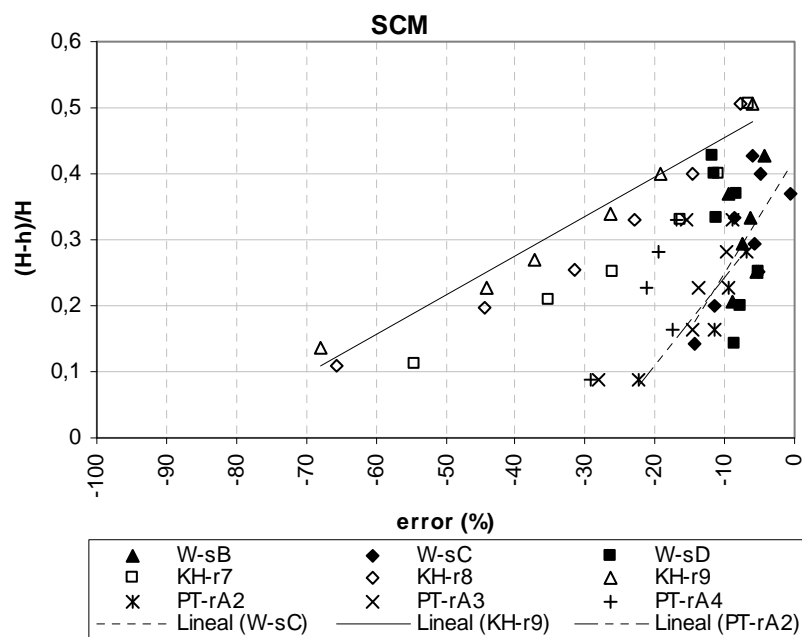


Figura 5.4.16 Aplicación del SCM a series de datos de pequeña escaña. Erro en % (eje-x) en el caudal total (Q_t) para cada calado relativo (eje-y).

DCM-v

El DCM-v, que divide la sección en zonas, cauce y llanuras, está basado en que el flujo del cauce profundo y el de las llanuras someras son diferentes. En el caso de que éstas sean más rugosas que el cauce las diferencias se acentúan y parece lógico pensar que el método será más apropiado. Sin embargo, al aumentar la rugosidad de las llanuras disminuye la velocidad del flujo en éstas, y aumenta la diferencia con la velocidad del flujo en el cauce. Como consecuencia, la interacción entre ambos flujos es mayor y las diferencias entre los caudales calculados con el DCM-v y los caudales reales aumentan. Por esta razón se puede decir que el DCM-v no es un buen método para el cálculo del caudal total y de los caudales de cauce y llanuras en secciones compuestas con llanuras rugosas.

Los errores obtenidos para los datos de pequeña escala de Atabay (2002) analizados con el DCM-v se muestran en la Figura 5.4.17. El error obtenido para cada dato de cada serie se representa en abscisas. Se puede observar que el DCM-v da errores positivos para el caudal total y el del cauce, es decir sobrestima estos caudales, y subestima el de las llanuras, errores negativos, tal y como ocurría en el caso de llanuras lisas. Sin embargo, el error medio es mayor, especialmente donde hay más diferencias

entre el coeficiente de resistencia de las llanuras y el coeficiente del cauce, serie A-ORH2. Los errores del caudal total aumentan al aumentar el calado y superan el 20%. En las series A-ORH3 y A-ORH4 los errores son menores porque el cauce es también rugoso. En el caso del caudal del cauce los errores son superiores a los del caudal total en todos los casos y en las llanuras el error medio es similar al del caudal total.

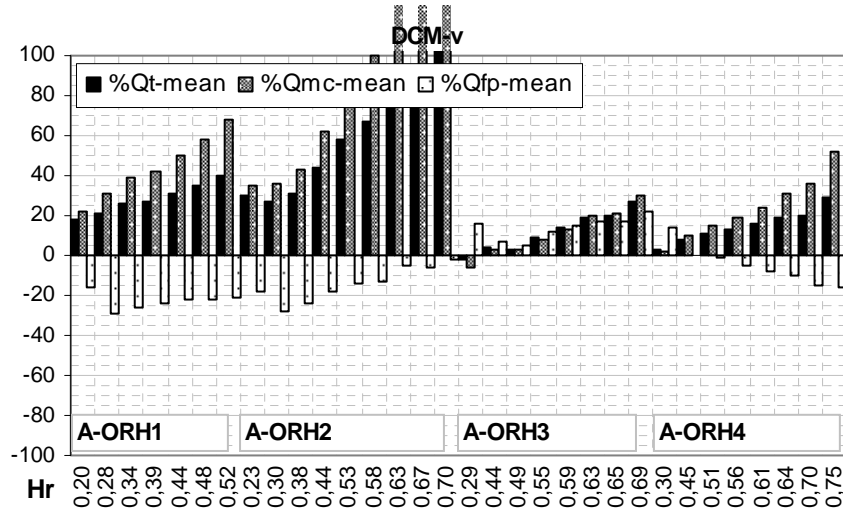


Figura 5.4.17 Aplicación del DCM-v a las series de datos de Atabay (2001). Errores (eje-y) en el caudal total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado relativo (eje-x).

En el FCF, la rugosidad en las llanuras varía de forma similar al canal de Atabay (2002) y los resultados confirman que el DCM-v sobrestima el caudal total y el del cauce, aumentando el error con el calado y subestima el de las llanuras (Figura 5.4.18).

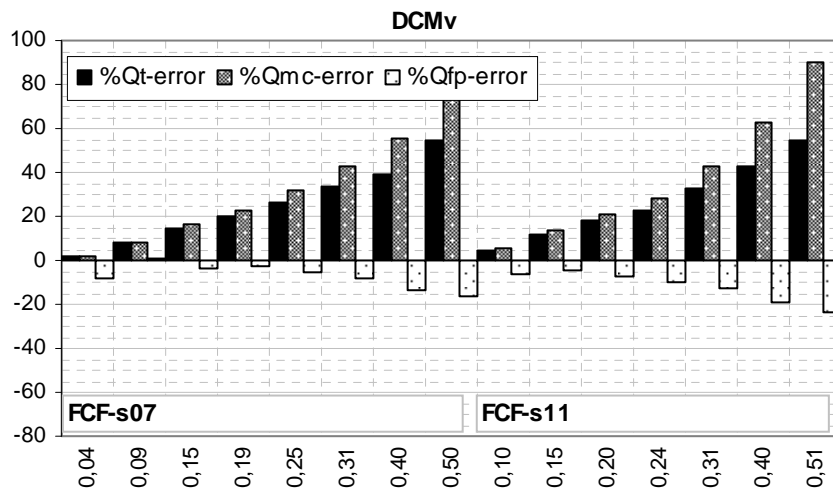


Figura 5.4.18 Aplicación del DCM-v a datos del FCF-series A. Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

En el caso de la serie KH-r9 de Knight y Hamed (1984), donde la rugosidad en las llanuras disminuye con el calado, el DCM-v sobrestima también los caudales totales pero el error se mantiene constante para todos los calados (Fig. 5.4.19). En el caudal del cauce, sin embargo el error aumenta considerablemente con el calado como en los casos anteriores pero disminuye en el caudal de las llanuras.

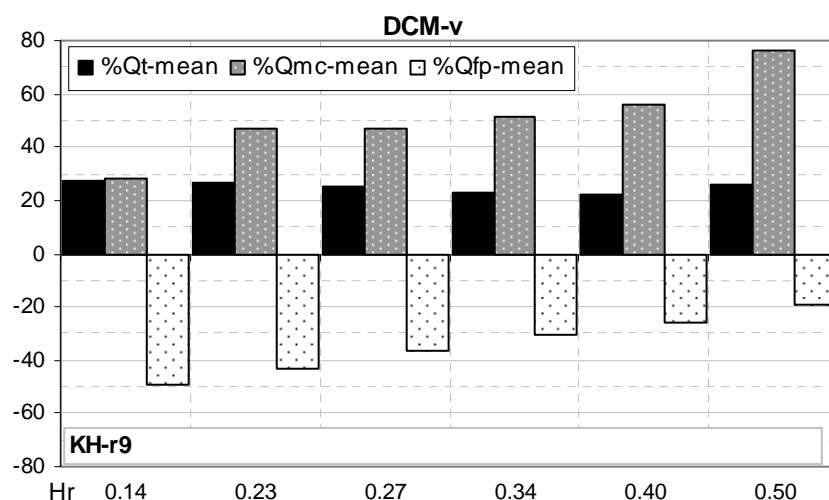


Figura 5.4.19 Aplicación del DCM-v a la serie KH-r9 de Knight y Hamed (1984). Errores (eje-x) en el caudal total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado relativo (eje-y).

Los resultados obtenidos con el DCM-v para los datos de James y Brown (1977), en los que se ha utilizado un coeficiente de resistencia constante en las llanuras, se pueden observar en la Figura 5.4.20. El error obtenido en el cálculo del caudal total es máximo para calados pequeños y disminuye para calados mayores. En las llanuras es más evidente que el DCM-v da mejores resultados en los calados grandes. Sin embargo, en el caudal del cauce el error es más o menos constante, variando entre el 20%-30%.

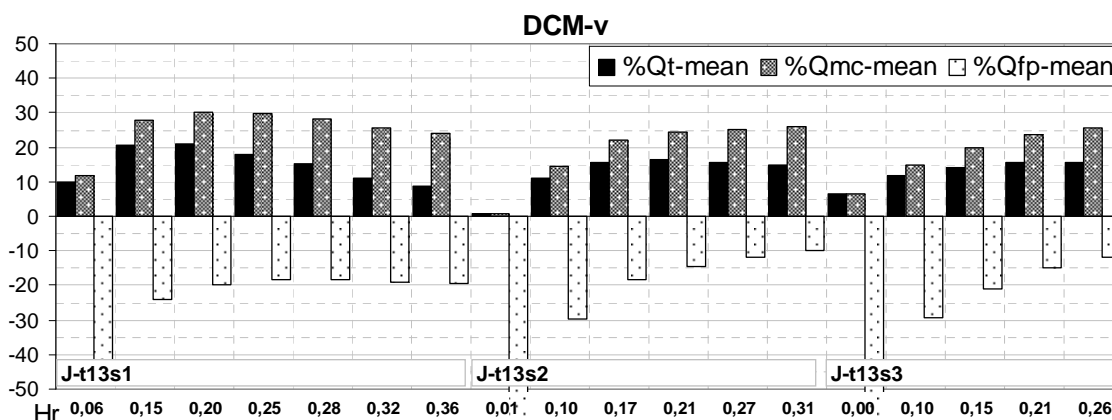


Figura 5.4.20 Aplicación del DCM-v a las series de James y Brown (1977). Errores (eje-x) en el caudal total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado relativo (eje-y).

Parece claro que la estimación del coeficiente de resistencia de Manning y su variación con el calado tiene importancia en el cálculo del caudal total con el DCM-v, debido principalmente a que el error en el caudal de las llanuras varía de unos casos a otros. En la Fig. 5.4.21 se puede observar que el error en el caudal total, en los casos en los que la rugosidad se ha estimado constante (Prinos y Townsend, 1984 y Wormleaton et al, 1982), disminuye considerablemente al aumentar el calado. Sin embargo en los datos de Knight y Hamed (1984) el error se mantiene constante para todos los calados y aumenta ligeramente al aumentar la rugosidad de las llanuras. Esto demuestra que el DCM-v sobrestima más los caudales cuanto mayor es la diferencia de rugosidad entre el cauce y las llanuras.

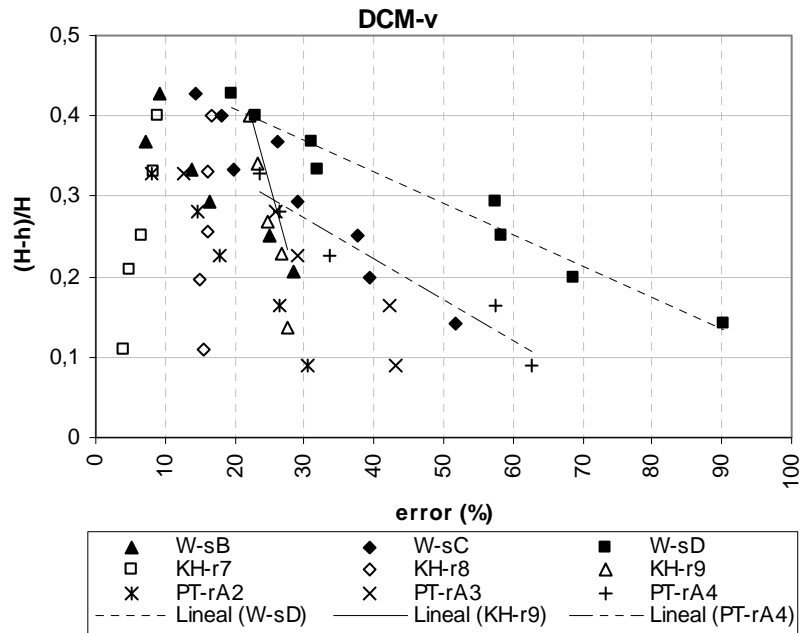


Figura 5.4.21 Aplicación del DCM-v a series de datos con diferentes valores de la rugosidad según el calado. Errores (eje-x) en el caudal total (Q_t) para cada calado relativo (eje-y). La línea continua y las líneas discontinuas indican la variación del error cuando la rugosidad disminuye al aumentar el calado y cuando es constante con el calado, respectivamente.

Para concluir el análisis de los cauces con llanuras rugosas, se muestra en la Fig. 5.4.22 las curvas de gasto de las series FCF-s02 y FCF-s07, con llanuras lisas y rugosas respectivamente. Se puede observar que en el caso de llanuras lisas el caudal estimado con el SCM y con el DCM-v se ajusta más al real al aumentar el calado y disminuir la interacción. Sin embargo en las llanuras rugosas el DCM-v se separa más de los datos para los calados mayores. Este comportamiento tan dispar hace que el DCM-v no se pueda considerar un método válido para el cálculo de caudales en ríos pues sobrestima los caudales, especialmente cuando las llanuras son más rugosas que el cauce.

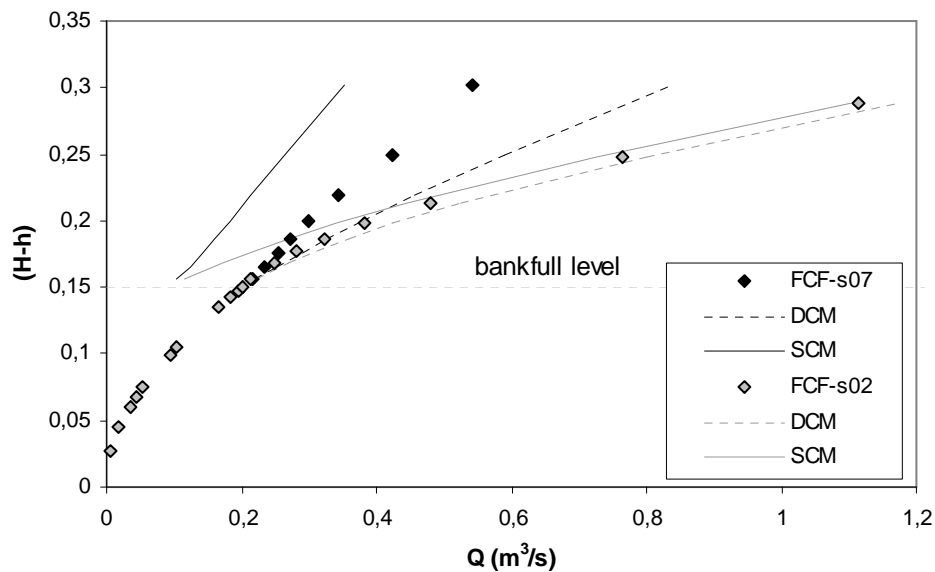


Figura 5.4.22. Curvas calado-caudal para llanuras lisas (FCF-s02) y rugosas (FCF-s07). Comparación con las calculadas por el SCM y el DCM-v.

5.3.4. Secciones con cauce móvil y llanuras lisas y rugosas

El caso de cauce móvil con llanuras lisas es difícil de encontrar en la realidad. El cauce de los ríos naturales es granular y el fondo varía según la geometría en planta y los caudales que circulan. Las llanuras naturales por el contrario suelen estar vegetadas y su rugosidad es varias veces mayor que la del cauce granular. Esta situación de cauce granular móvil, y en consecuencia con una rugosidad grande, y llanuras lisas, con rugosidad pequeña, es únicamente esperable cuando en las llanuras hay carreteras, aparcamientos o superficies erosionadas sin vegetación y sin obstáculos. Sin embargo, el caso de cauce móvil y llanuras rugosas es el más parecido a los cauces naturales, incluso aunque en los estudios llevados a cabo en el laboratorio la rugosidad de las llanuras no sea mucho mayor que la del cauce.

Los únicos datos de laboratorio obtenidos en cauces móviles con llanuras lisas son los de la Serie C del FCF, los de la Universidad de Birmingham, publicado por Atabay et al (2005) y los de la Universidad de Ulster, publicados por Cassels et al (2001). Myers et al (2001), Cassels et al (2001) y Seckin (2004) han comparado diferentes métodos de cálculo con esos datos de laboratorio mostrando que los resultados obtenidos con los métodos tradicionales en estas configuraciones tampoco son buenos.

Antes de analizar los métodos, conviene comentar algunos aspectos de los cauces con fondo móvil. En primer lugar el contorno de la sección cambia y con ello el área de flujo y el perímetro mojado, que varían según las secciones (Figura 5.4.23), así como la pendiente del fondo que no es constante a lo largo del tramo. En segundo lugar varía el coeficiente de resistencia, Manning en este caso, con el calado/caudal del cauce debido a las formas del fondo. Estos dos aspectos están estrechamente relacionados porque si el área de la sección aumenta, el coeficiente de rugosidad debe disminuir para mantener la continuidad del caudal en el cauce, y viceversa.

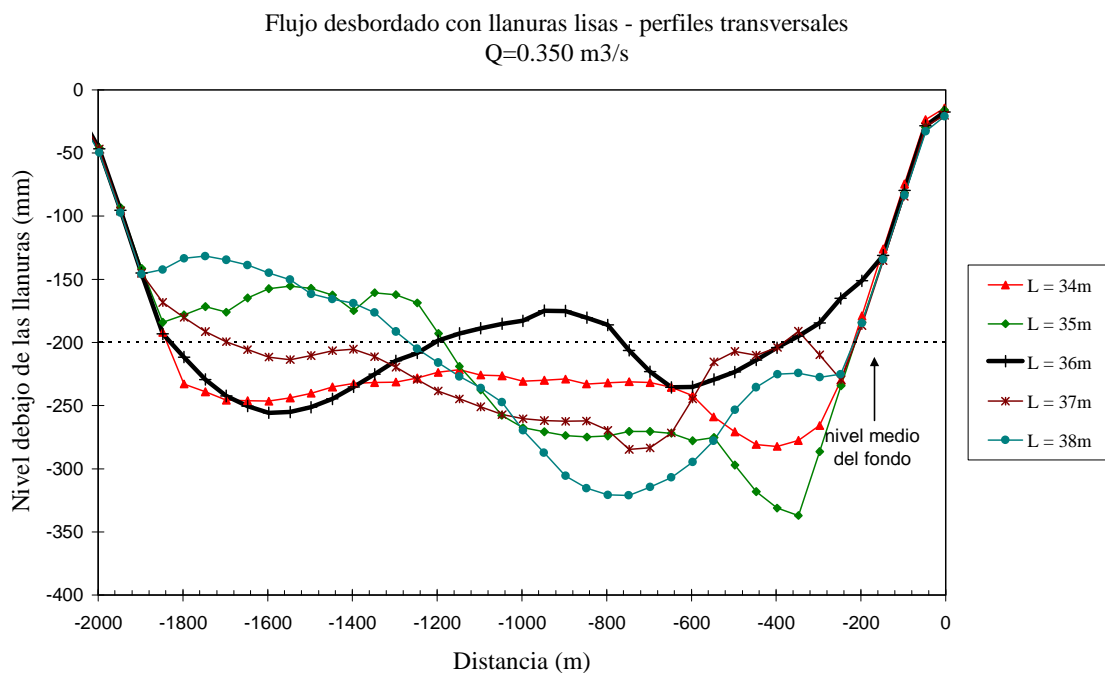


Figura 5.4.23. Secciones a diferentes distancias de la sección de entrada en las series C del FCF. La sección de medida es la L=36m (negro).

En las series A del FCF, con cauce rígido y liso, el fondo del cauce y el coeficiente de Manning se mantienen constantes al aumentar el calado y el caudal. En las series C, sin embargo, tanto el fondo como el coeficiente de rugosidad varían. Con el fin de establecer qué método es mejor para estimar los caudales, total y en cauce y llanuras, en este tipo de secciones, se establece la hipótesis de que el fondo y el coeficiente de rugosidad en el caudal a sección llena se mantienen sin cambios para los caudales desbordados. Esta hipótesis aunque no es correcta, es la más utilizada en los trabajos de campo donde las batimetrías y los coeficientes de rugosidad se toman para caudales confinados en el cauce y se usan para el cálculo de caudales desbordados. Además, aunque la pendiente de energía medida en los experimentos no coincide exactamente con la pendiente de las llanuras, que a su vez debería coincidir con la del fondo del cauce, se considera régimen uniforme y se toma como pendiente de energía la de las llanuras ($I_f = 1.834 \times 10^{-3}$).

SCM

En este caso, al igual que en el caso de cauce liso y llanuras rugosas, también hay diferencias de rugosidad entre el cauce y las llanuras. Como los diferentes métodos de sección completa dan resultados similares, según se observó en la Fig. 5.4.11, se utiliza el método de Horton (1933) por ser el utilizado en el programa HEC-RAS. En la Fig. 5.4.24 se pueden observar los resultados obtenidos para los datos de pequeña escala de Atabay et al (2005) con cauce móvil y llanuras lisas. El coeficiente de rugosidad en el cauce a sección llena se ha estimado como $n = 0.013$ y en las llanuras, el mismo que en el caso de cauce liso, $n = 0.009$. Se puede observar que en este caso el SCM (Horton, 1933) no subestima todos los caudales totales como ocurría en los casos en los que el cauce era menos rugoso o igual que las llanuras. Lo mismo ocurre con el caudal del cauce. Sin embargo el caudal de las llanuras si se sobrestima para todos los calados.

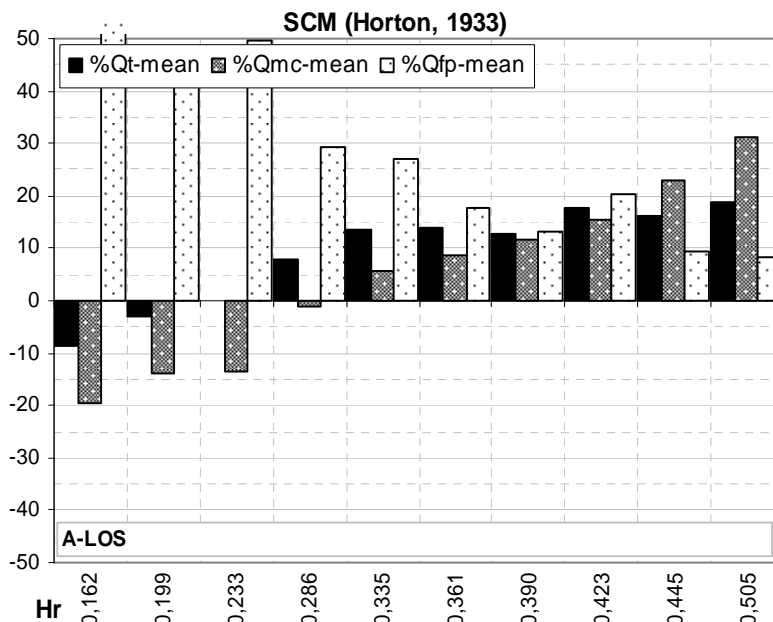


Figura 5.4.24 Aplicación del SCM a datos de Atabay (2002) con cauce móvil y llanuras lisas. Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

Para analizar el caso de que las llanuras sean rugosas se han utilizado los datos de Tang (2005) y Tang y Knight (2006). Las series T-LOSR tienen cauce móvil y llanuras rugosas. La rugosidad de las llanuras aumenta con el calado, siendo las rugosidades mínimas y máximas de cada serie las siguientes: T-LOSR3 ($n_f = 0.012-0.018$), T-LOSR1 ($n_f = 0.021-0.031$), T-LOSR05 ($n_f = 0.025-0.044$) y T-LOSR025 ($n_f = 0.030-0.077$). En la Fig. 5.4.25 se pueden observar los resultados obtenidos. El caudal total es subestimado en todos los casos, aumentando el error al aumentar la rugosidad de las llanuras. En la serie T-LOSR3 los errores para los calados relativos mayores de 0,4 son positivos debido a la hipótesis de la rugosidad, que es mucho menor que la real y cuando la interacción es pequeña se compensan los errores positivos de las llanuras con los pequeños errores negativos en el cauce. Como en el caso de cauce rígido con llanuras rugosas el caudal del cauce es subestimado en todos los calados, y el de las llanuras es sobrestimado. Al aumentar las diferencias de rugosidad entre el cauce y las llanuras, los errores aumentan para los mismos calados. También se observa que al aumentar el calado, aunque aumenta la diferencia de rugosidad, los errores disminuyen.

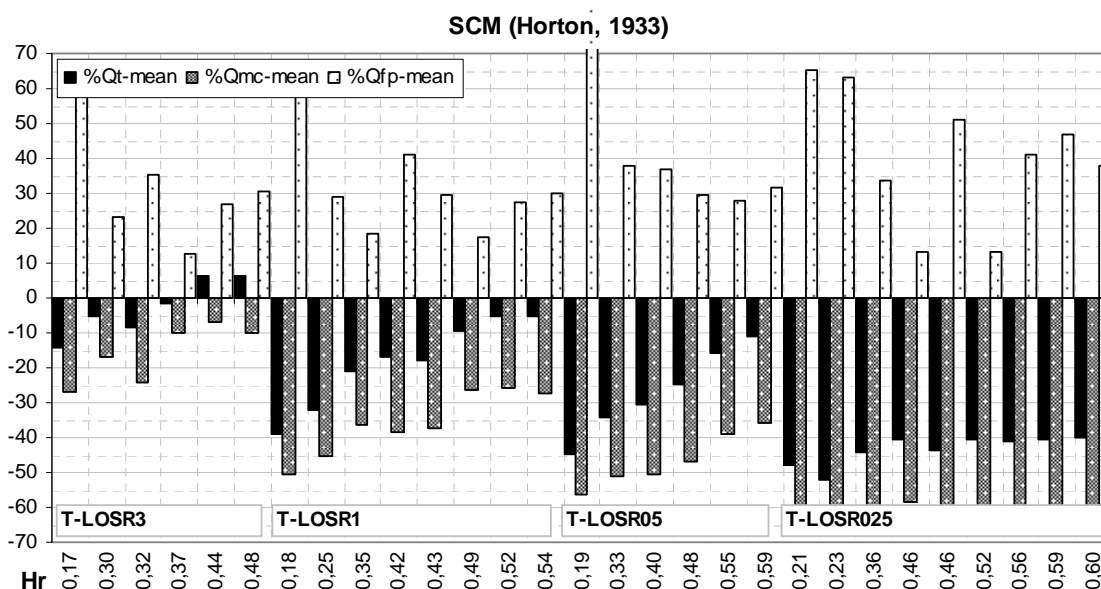


Figura 5.4.25 Aplicación del SCM a datos de Tang y Knight (2006) con cauce móvil y llanuras rugosas. Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

En el caso del FCF la serie C, con cauce móvil ha sido analizada. Los resultados para los casos con llanuras lisas, FCF-sC1, y con llanuras rugosas, FCF-sC2, se muestran en la Fig. 5.4.26. Es evidente, observando los errores del caudal total y del caudal del cauce, que el comportamiento de estos casos es diferente al de otros analizados, incluso a los de cauce móvil en pequeña escala. En el caso de las llanuras lisas el caudal total y el del cauce es sobrestimado por el SCM, lo cual implica que la velocidad media calculada con el SCM es mayor que la del cauce. Cuando el calado relativo es pequeño la velocidad en la llanura es menor que la del cauce por lo que la velocidad media de la sección no puede ser mayor que la del cauce.

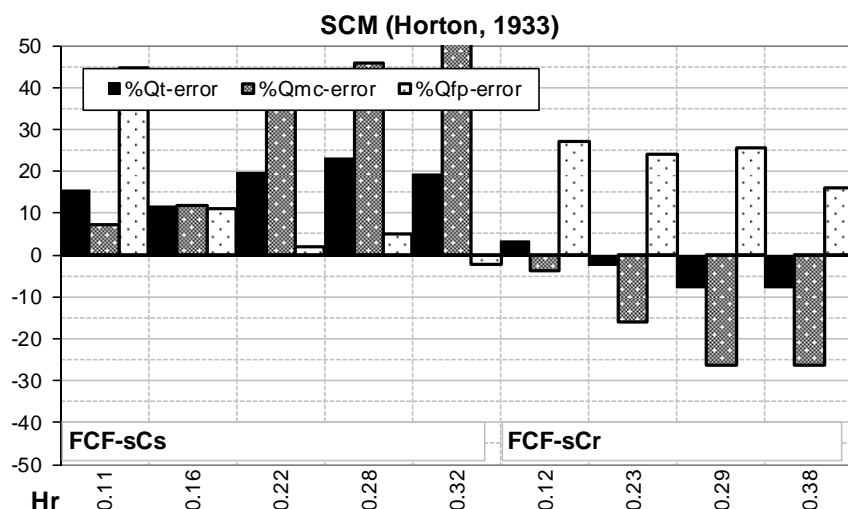


Figura 5.4.26 Aplicación del SCM a datos del FCF con cauce móvil y llanuras lisas (FCF-sCs) y llanuras rugosas (FCF-sCr). Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

Este comportamiento anómalo del SCM puede ser debido a varias razones: o la rugosidad del cauce es mucho mayor que la que se ha utilizado para el cálculo (la de cauce completo), o hay un desajuste de los datos pues la velocidad promediada en calado ha sido medida a $0.4H$, o hay un comportamiento anómalo del método para estos casos. La primera razón es debida a la hipótesis admitida sobre la rugosidad del cauce pero no explica porqué el caudal del cauce también es sobrestimado para los calados pequeños donde las formas de fondo no son muy diferentes de las de cauce completo. La posible incertidumbre de los datos es difícil de explicar y de solucionar. Finalmente el comportamiento del SCM en estos casos se puede explicar analizando el parámetro de la Coherencia, COH , de Ackers (1992). Este parámetro, que se definió en el subcapítulo 2.3 es igual a la relación entre el caudal calculado con el SCM y el calculado con el DCM-v y representa la diferencia entre el flujo del cauce y de las llanuras. Cuando COH es igual a 1 el caudal calculado con el DCM-v es igual al calculado con el SCM. En el caso de cauce móvil y llanuras rugosas, la rugosidad compuesta cuando el flujo desborda es menor que la del cauce y compensa el aumento del perímetro mojado de las llanuras. Por esta razón el caudal calculado con el SCM se aproxima al calculado con el DCM-v e incluso es mayor. Por lo tanto el valor de COH en estos casos es mayor que 1. En la Figura 5.4.27 se muestran los caudales calculados con ambos métodos frente al caudal medido. Se puede observar que para el FCF-sCs, con llanuras lisas, el caudal calculado con el SCM es mayor que el calculado con el DCM-v, esto también ocurre para el calado menor del FCF-sCr, con llanuras rugosas.

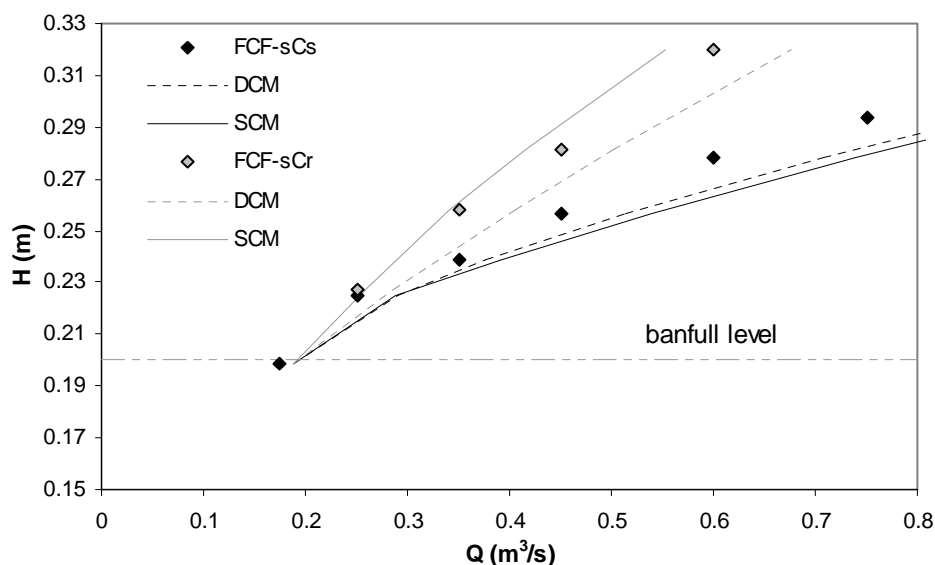


Figura 5.4.27 Comparación entre el caudal de las series C del FCF y el caudal calculado con el DCM-v y con el SCM.

En el caso de los datos de Tang y Knight (2006), Fig. 5.4.28, se puede observar también que cuando las llanuras son lisas, serie A-LOS, el DCM-v y el SCM dan resultados similares. Sin embargo, en el caso de las llanuras rugosas, serie T-LOSR025, los resultados son muy diferentes, especialmente para calados altos, aumentando los errores respecto del caudal real en los dos métodos.

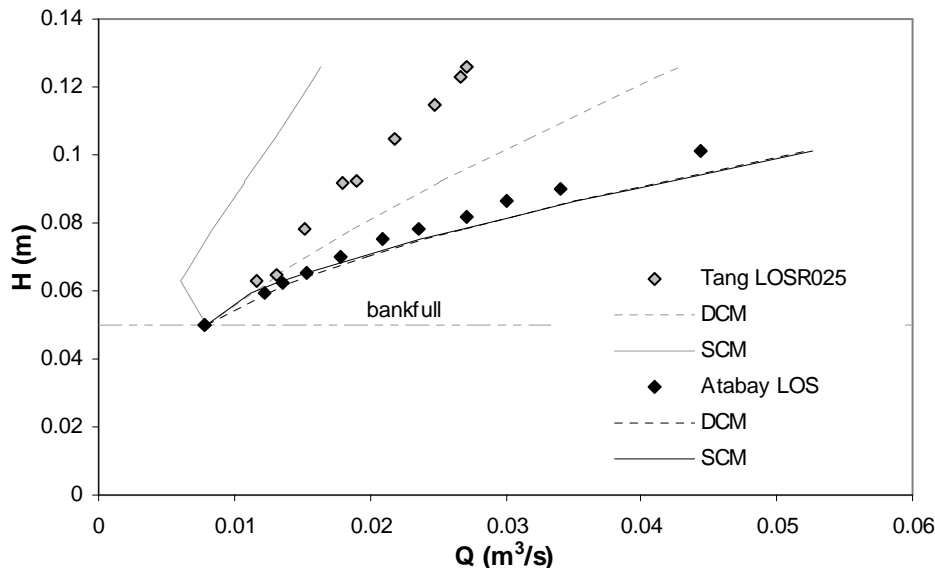


Figura 5.4.28 Comparación entre el caudal de las series de cauce móvil y llanuras lisas y rugosas en canales pequeños, y el caudal calculado con el DCM-v y con el SCM.

DCM-v

El método de dividir la sección en zonas no tiene en cuenta la interacción entre el cauce y las llanuras en la línea de separación. En el caso de cauce móvil y llanuras lisas todo hace pensar que al ser la rugosidad del cauce mayor que la de las llanuras y en consecuencia, las velocidades del cauce más parecidas a las de la llanura, el método

dará mejores resultados que con cauce liso. En la figura 5.4.29 se muestran los resultados obtenidos para los datos de pequeña escala de Atabay et al (2005). Se puede observar que en este caso el DCM-v sobrestima todos los caudales totales como ocurría en el caso de cauce liso (Fig. 5.4.5).

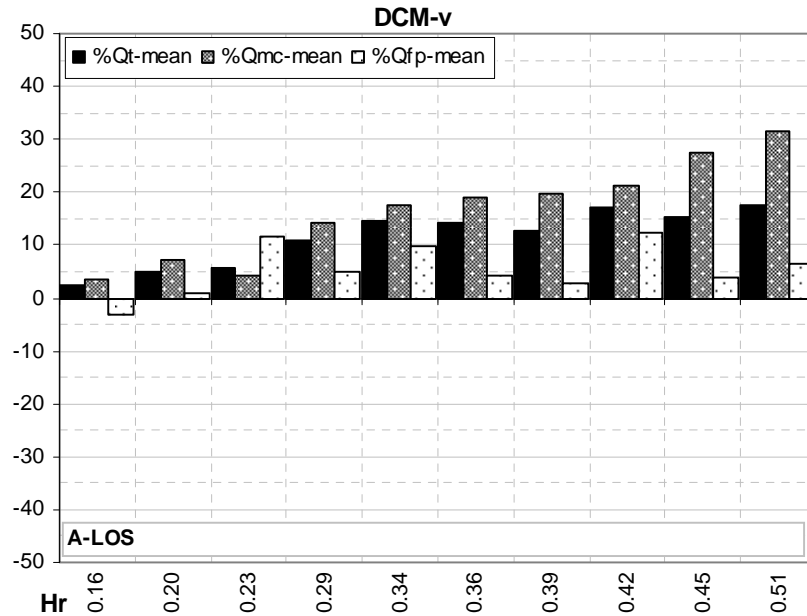


Figura 5.4.29. Aplicación del DCM-v a datos de pequeña escala con cauce móvil y llanuras lisas. Errores en % (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

El caudal del cauce es sobrestimado por el DCM-v como en el caso de cauces lisos. Sin embargo, el caudal de las llanuras es también sobrestimado, cuando en el caso de cauce liso era siempre subestimado. Como para los calados altos la velocidad de las llanuras es mayor que la del cauce éstas transfieren cantidad de movimiento al cauce y se reduce la velocidad del flujo de las llanuras. Esta es la razón por la que el caudal de las llanuras es sobrestimado por el DCM-v. Por el contrario, el cauce aumenta su velocidad al recibir cantidad de movimiento de las llanuras y el caudal calculado debería ser menor que el real. Esto no es así debido a la hipótesis admitida para la rugosidad del cauce que se ha supuesto igual a la de cauce lleno, y no tiene en cuenta el aumento por la formas de fondo.

En los casos con llanuras rugosas (Tang y Knight, 2006) los resultados obtenidos con el DCM-v muestran más similitud con los casos de cauce rígido. En la Fig. 5.4.30 se muestra que para rugosidades en las llanuras ($n = 0.012-0.018$) similares a las del cauce ($n = 0.013$), serie T-LOSR3, los caudales de las llanuras son subestimados y los del cauce sobrestimados como ocurría en los casos con cauce rígido. El caudal total se sobrestima en todos los casos. Se puede observar también que a medida que aumenta la rugosidad de las llanuras aumentan los errores obtenidos, para el mismo calado relativo, en el caudal total y en el caudal del cauce, mientras se mantienen los de las llanuras. Además los errores son mayores al aumentar el calado relativo. Estos resultados se asemejan más a los de cauces rígidos.

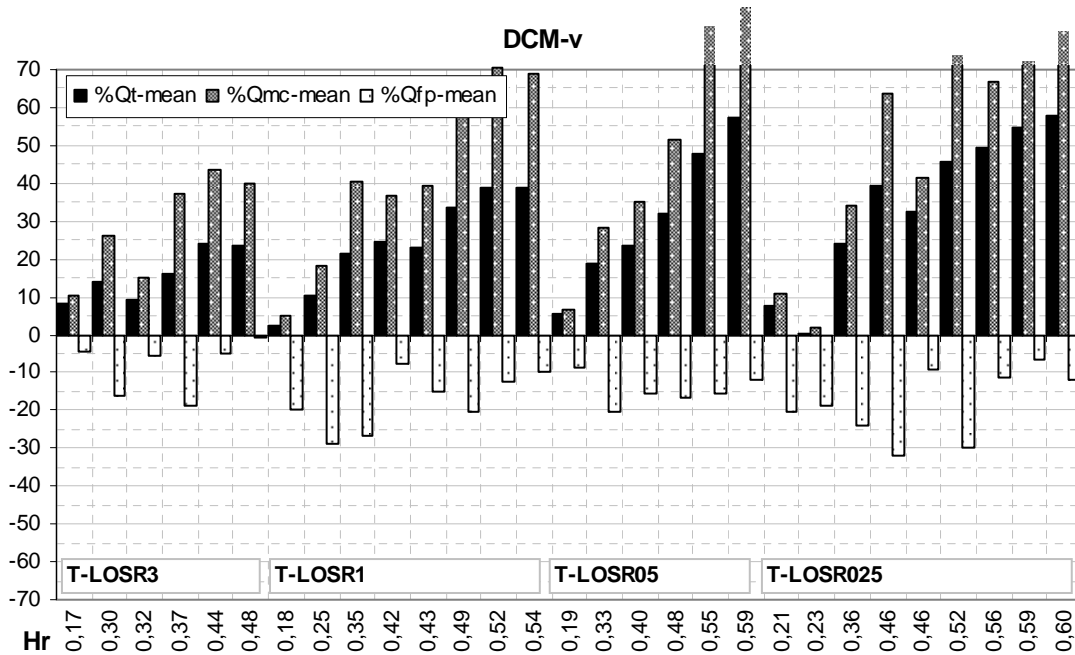


Figura 5.4.30 Aplicación del DCM-v a datos de pequeña escala con cauce móvil y llanuras rugosas (Tang, 2005). Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

Los resultados obtenidos para las series C del FCF se muestran en la Fig. 5.4.31. En el caso de llanuras lisas, FCF-sC1, los errores son similares a los obtenidos en la serie de pequeña escala (A-LOS). El DCM-v sobrestima el caudal total y el del cauce, y también el de las llanuras para algunos calados. En el caso de llanuras rugosas, FCF-sC2 ($n_f = 0.013-0.032$), los errores son similares a la serie T-LOSR3. En ambas series la rugosidad de las llanuras es similar a la del cauce móvil. Es importante destacar que los errores en el caudal total y en el del cauce en los casos de llanuras lisas y rugosas son muy parecidos. La principal diferencia se encuentra en que cuando las llanuras son rugosas el DCM-v subestima el caudal en las llanuras mientras que cuando son lisas, lo sobrestima ligeramente.

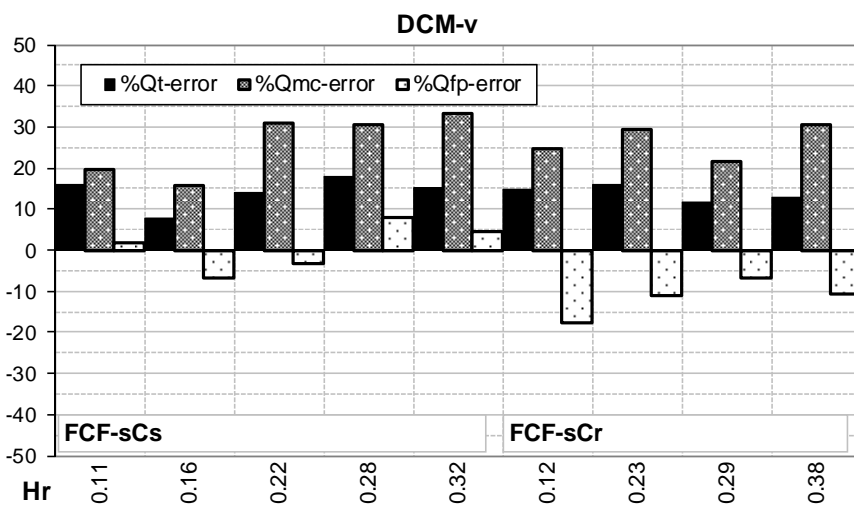


Figura 5.4.31. Aplicación del DCM-v a la serie C del FCF. Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

Como se estableció al inicio del análisis de los casos con cauces móviles, la rugosidad utilizada en el cauce granular ha sido la estimada para el caudal de cauce lleno. Estos resultados muestran el error debido a no tener en cuenta ni las pérdidas por interacción entre el cauce y la llanuras, ni las pérdidas por el aumento de las formas de fondo. Las formas de fondo aumentan al aumentar el caudal del cauce pero también aumentan debido a la interacción del cauce y las llanuras (Knight y Brown, 2001 y Tang y Knight, 2006). El efecto del aumento de las formas de fondo debido al mayor caudal o al mayor calado puede estimarse a partir de alguna de las fórmulas disponibles en la literatura para resistencia al flujo en cauces aluviales (Van Rijn, 1984, Wright y Parker, 2004). Sin embargo, el aumento debido a la interacción del cauce y las llanuras es más complicado. De todas formas se puede asumir que este aumento, que al final es un aumento de la rugosidad del cauce, queda incorporado en las pérdidas debidas a la interacción entre cauce y llanura. El efecto de estas pérdidas en el cálculo de los caudales con el DCM-v se puede cuantificar utilizando como rugosidad del cauce una fórmula de resistencia al flujo variable con el calado o con el caudal. En este análisis se han utilizado las ecuaciones estimadas para el flujo confinado en el cauce por Knight y Brown (2001) para los datos del FCF y por Bousmar et al (2006) para los datos de Atabay (2001), Ecs. (5.4.1) y (5.4.2) respectivamente.

$$n_c = 0.0612H + 0.0133 \quad (5.4.1)$$

$$n_c = 0.0102 + 0.5237Q_c \quad (5.4.2)$$

El coeficiente n_c es el coeficiente de Manning del fondo del cauce, H es el calado del cauce y Q_c es el caudal del cauce. La rugosidad del cauce completo se ha calculado a partir de la ecuación de Horton (1933) para cauces con rugosidad compuesta suponiendo en las paredes una rugosidad de 0.0100 para el FCF y de 0.0091 para los datos de Atabay (2002). Los resultados obtenidos para el canal de pequeña escala de Atabay (2002) y de Tang y Knight (2006) se muestran en las Figuras 5.4.32 y 5.4.33.

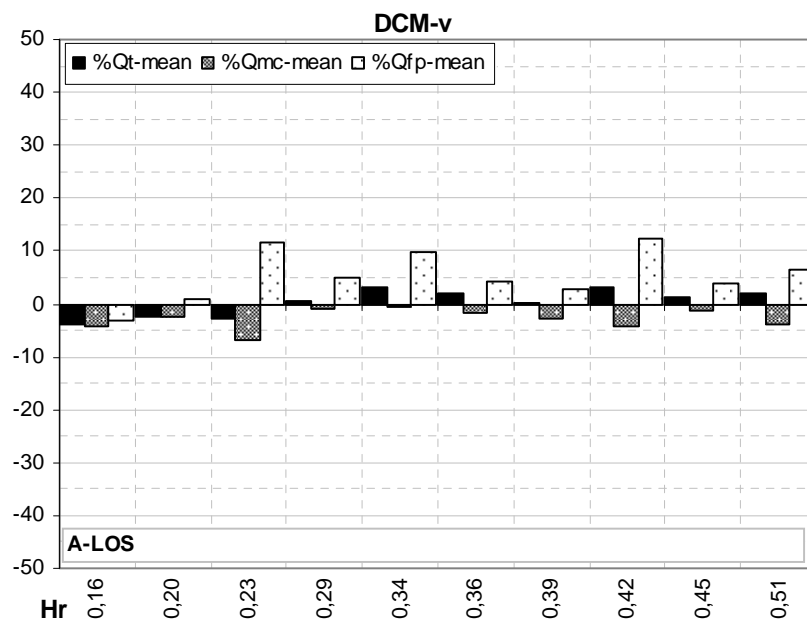


Figura 5.4.32 Aplicación del DCM-v a datos de pequeña escala con cauce móvil y llanuras lisas. Errores en % (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

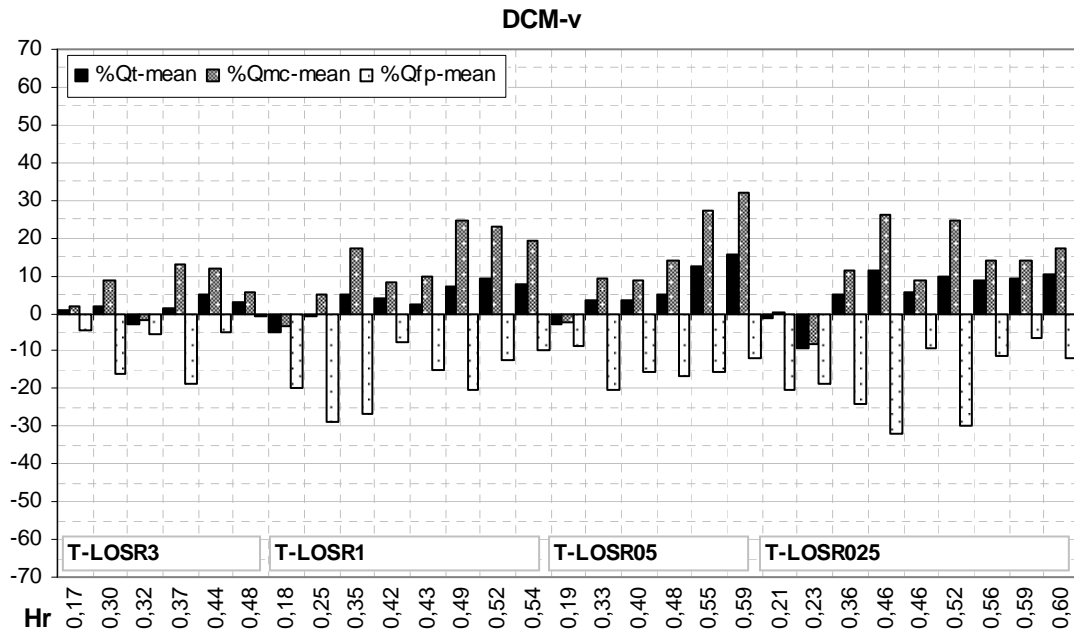


Figura 5.4.33 Aplicación del DCM-v a datos de pequeña escala con cauce móvil y llanuras rugosas. Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

Comparando las Fig. 5.4.32 y 5.4.33 con las 5.4.29 y 5.4.30 se puede observar que los errores del caudal total se reducen por debajo del 10 % en casi todos los casos. Los errores en el cauce se reducen también, aunque cuando las llanuras son muy rugosas todavía hay errores mayores del 20%. Los errores de las llanuras, sin embargo, se mantienen iguales pues la rugosidad en éstas no ha variado.

En el caso del FCF, los errores obtenidos con el DCM-v para la nueva hipótesis de rugosidad en el cauce, se muestran en la Fig. 5.4.34. Aunque los errores también se reducen, las diferencias no son tan grandes como en los datos de pequeña escala. En el caso de llanuras rugosas el error total se reduce casi a cero para los caudales grandes por compensación de los errores del cauce y llanuras (10%).

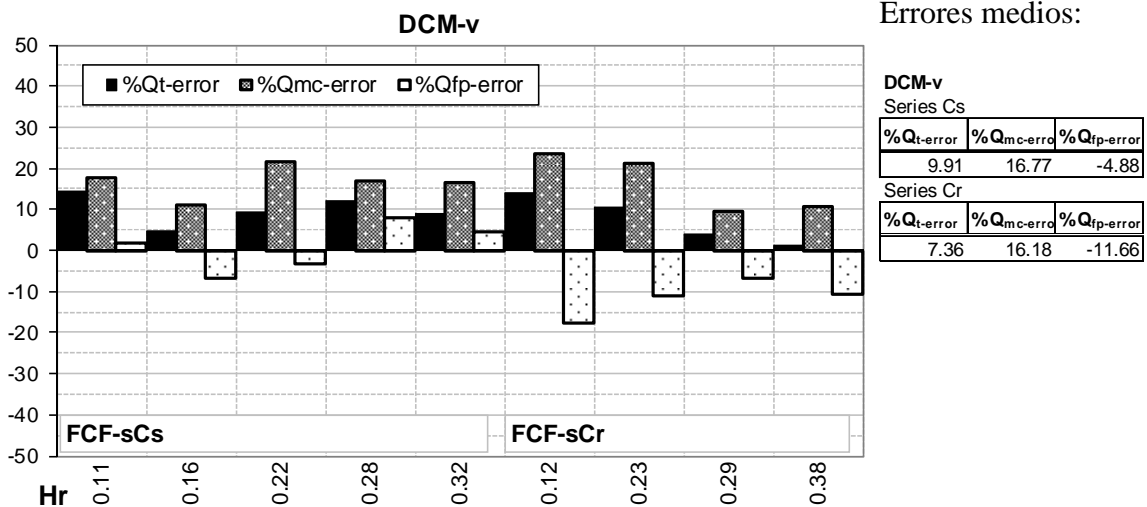


Figura 5.4.34. Aplicación del DCM-v a las series C del FCF. Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

Estos resultados permiten concluir que es importante utilizar una rugosidad más real, tanto en cauce y llanura, para conocer mejor el efecto de la interacción en la resistencia al flujo. La vegetación de las llanuras y las formas de fondo en el cauce pueden suponer dos fuentes de incertidumbre añadidas a la debida a la transferencia de momentos entre el cauce y las llanuras. En la práctica se suelen utilizar los mismos valores de rugosidad para todos los calados, lo cual como se ha visto aumenta los errores en la estimación de los caudales total, y parciales del cauce y llanuras.

Los estudios de cauces compuestos con cauce granular móvil son los que más se asemejan a los ríos con llanuras. Por tanto los resultados obtenidos en este apartado deberían ser de mayor aplicación a la realidad. A continuación se analizan los resultados obtenidos en dos ríos de sección compuesta, el Río Main (Irlanda del Norte) y el Río Severn (Inglaterra).

5.3.5. Ríos con sección compuesta

Los ríos con llanuras, están formados generalmente por un cauce de aguas bajas con fondo granular y unas llanuras de inundación con vegetación. Esto hace que la rugosidad de cauce y llanuras varíe con el calado. Los métodos tradicionalmente usados para el cálculo del caudal desbordado en los cauces con llanuras han sido el DCM-v y el SCM, utilizando generalmente la rugosidad de cauce lleno para el cauce y una rugosidad media estimada para las llanuras a partir de fotografías o de fórmulas empíricas (Kouwen, 1988 o Petryk y Bosmajian, 1975). Los ríos analizados en este apartado no son ríos naturales sino encauzados en una sección compuesta por un cauce de aguas bajas y dos llanuras de avenidas.

El primer río analizado, el río Main, es un río de Irlanda del Norte en el que se han tomado medidas de velocidades a lo ancho de su sección y que ha sido estudiado ampliamente por Myers (1990), Martin y Myers (1991), Myers y Lyness (1994), Lyness y Myers (1994), Lyness, Myers y Wark (1997) y Myers y Lyness (1997). El río está encauzado con una planta rectilínea, aunque en el tramo de estudio hay una curva. Las llanuras son paralelas al cauce y se pueden considerar simétricas. Los principales datos geométricos y de rugosidad de la sección de estudio se muestran en la Tabla 5.2.1c.

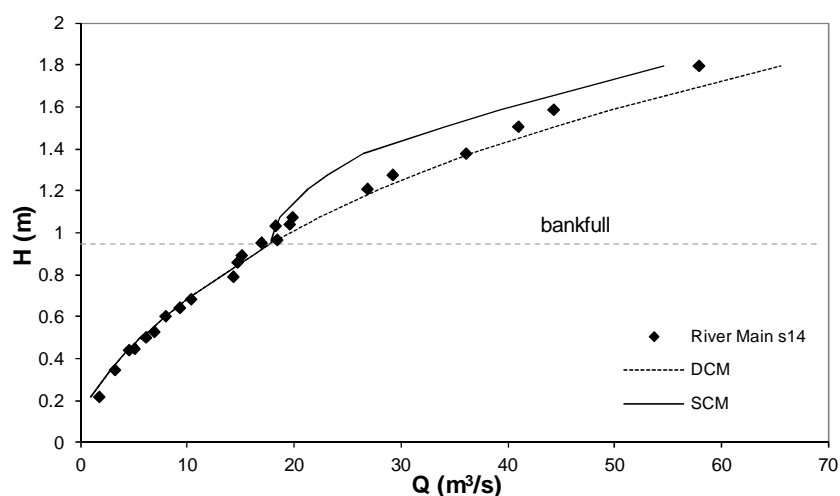


Figura 5.4.35 Comparación entre el caudal del Río Main y el caudal calculado con el DCM-v y con el SCM.

Una posible explicación para los buenos resultados del DCM-v para esos caudales intermedios es la pendiente hacia el cauce que tienen las llanuras, que se ha demostrado (Higginston et al, 1994) que mejora la capacidad del cauce, reduciendo la interacción. Las llanuras se inundan completamente para caudales mayores de $40 \text{ m}^3/\text{s}$, funcionando el cauce como un cauce compuesto. Para caudales menores el ancho inundado de las llanuras es muy pequeño y la resistencia al flujo debida a la transferencia de momentos también.

Sin embargo, aunque para ciertos caudales los errores obtenidos en el cálculo del caudal total no son superiores al 10%, los errores obtenidos para los caudales del cauce y de las llanuras son siempre mayores que los del caudal total. En la fig. 5.4.36 se muestran los errores calculados con el SCM, observándose que para los caudales comprendidos entre los $20 \text{ m}^3/\text{s}$ y los $40 \text{ m}^3/\text{s}$ el error es mayor del 20%. También se cumple que el SCM subestima los caudales totales y del cauce y sobrestima el de las llanuras.

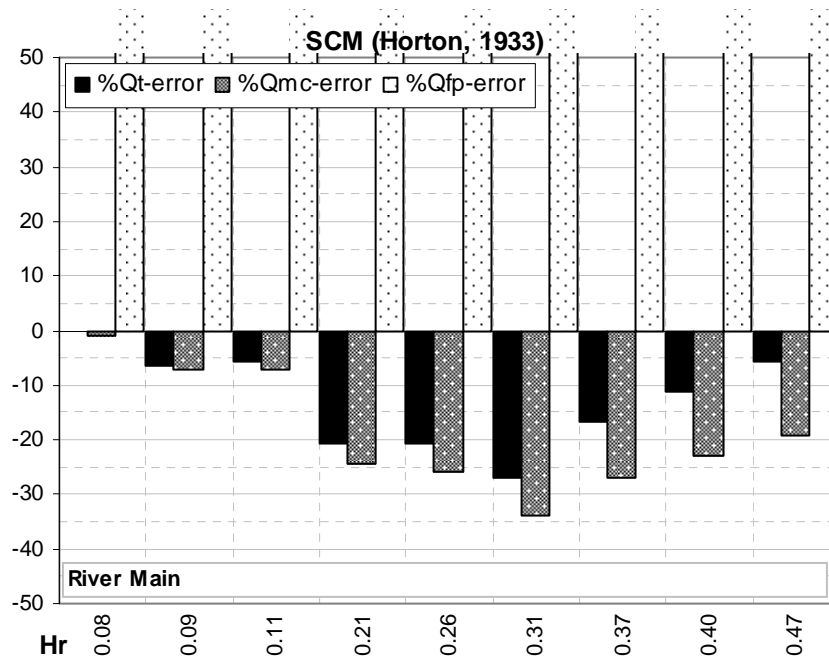


Figura 5.4.36 Aplicación del SCM a datos del Río Main. Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

En la fig. 5.4.37 se muestran los errores obtenidos con el DCM-v. Se puede observar que en los caudales correspondientes a los calados relativos entre 0.21 y 0.37 el error en el caudal total es menor del 10%. Para los caudales cercanos al desbordamiento y para los caudales que inundan todo el ancho de las llanuras los errores son mayores del 10%. Los errores obtenidos para los caudales de cauce y llanuras son superiores a los calculados para el caudal total, excepto en el caso del caudal de las llanuras en los dos caudales más altos, y siempre en el sentido de subestimar el caudal de las llanuras y sobrestimar el del cauce.

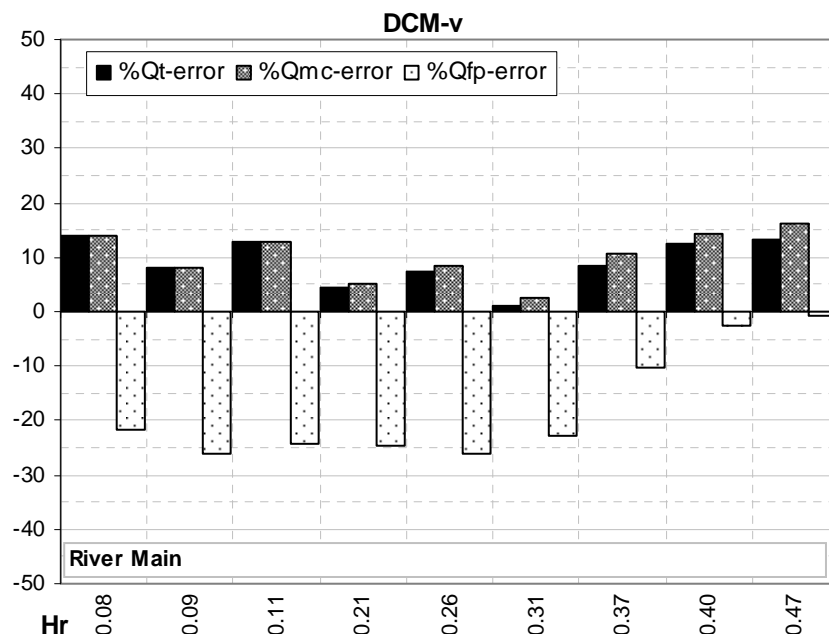


Figura 5.4.37 Aplicación del DCM-v a datos del Río Main. Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

El otro río analizado es el río Severn, en Inglaterra. Este río ha sido estudiado por Knight et al (1989) y Wark et al (1991). El río tiene una geometría ligeramente meandriforme en planta, aunque en la sección de estudio es casi recto. Las llanuras son paralelas al cauce pero de diferente anchura. Los principales datos geométricos y de rugosidad de la única sección de estudio se muestran en la Tabla 5.2.1c.

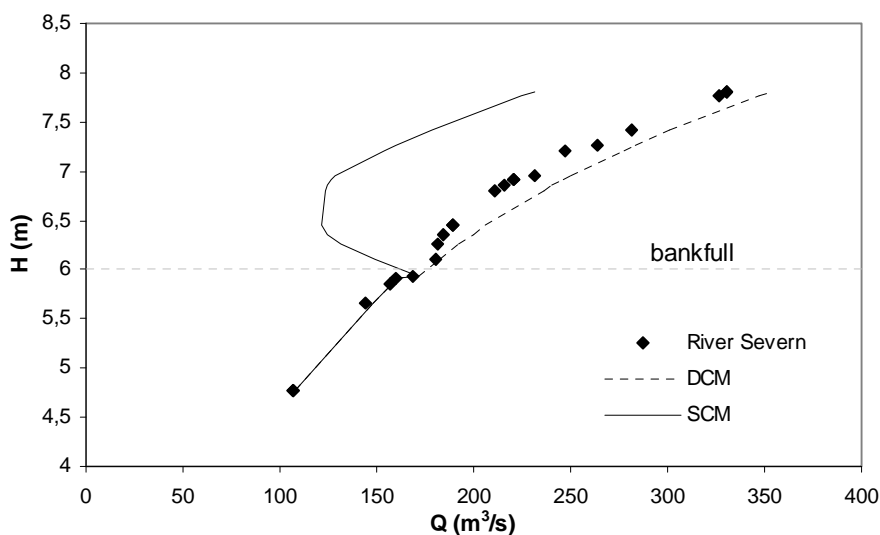


Figura 5.4.38 Comparación entre el caudal del Río Severn y el caudal calculado con DCM-v y con SCM.

Los resultados obtenidos al aplicar el SCM y el DCM-v al cálculo del caudal total en el río Severn se muestran en la Fig. 5.4.38. Se puede observar que el DCM-v sobrestima ligeramente el caudal total, con pequeñas diferencias para el rango de calados con datos. Sin embargo, el SCM ajusta muy mal para todos los caudales. La diferencia entre estos resultados y los obtenidos en el río Main puede estar en que el mayor calado analizado

en el río Severn se corresponde con un calado relativo de 0.23, mientras que en el río Main era de 0.47. Además la profundidad del cauce principal del río Severn es 6 veces mayor que la del río Main y la relación de rugosidad entre las llanuras y el cauce es también mayor. Todo esto provoca que el flujo del cauce sea más diferente que el de las llanuras en el caso del río Severn, donde el mínimo valor de la *COH* es 0.51 y en el caso del río Main es de 0.72; conviene recordar que un valor de la *COH* igual a 1 representa que la velocidad de las llanuras es igual a la del cauce.

En la Fig. 5.4.39 se muestran los errores calculados con SCM, viéndose que el error para el caudal total es mayor del 25%, excepto para el calado menor. También se cumple que el SCM subestima los caudales totales y del cauce y sobrestima el de las llanuras. El error obtenido en los caudales de cauce y llanuras son mayores que los del caudal total, demostrándose la deficiencia del método para este tipo de ríos.

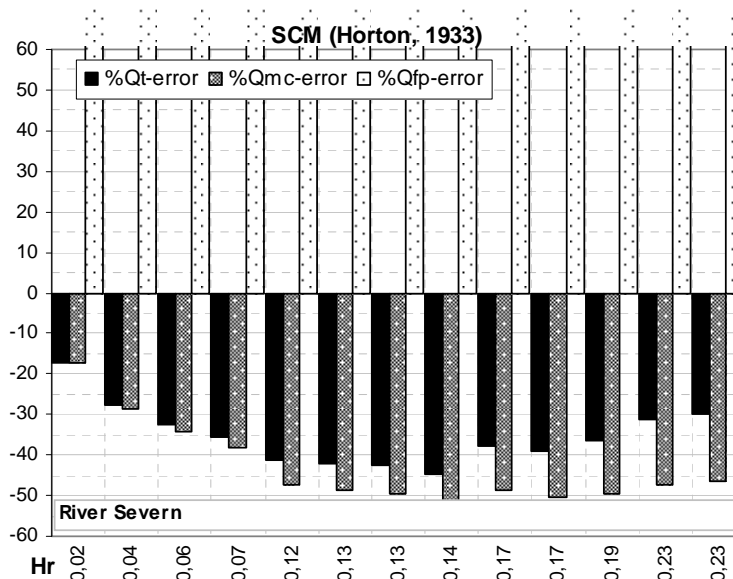


Figura 5.4.39 Aplicación del SCM a datos del Río Severn. Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

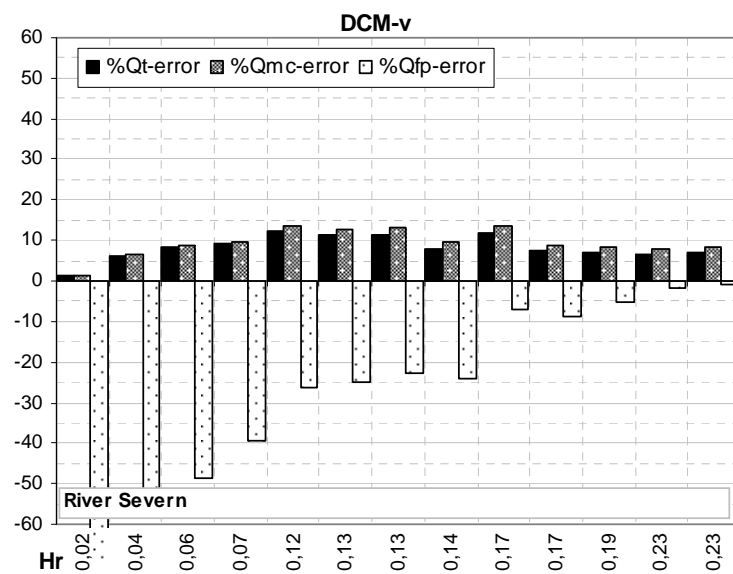


Figura 5.4.40 Aplicación del DCM-v a datos del Río Severn. Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

Sin embargo, hay que destacar los buenos resultados obtenidos con el DCM-v que da errores menores del 10% para el caudal total, Fig. 5.4.40. Esto puede ser debido a que la inclinación de las llanuras mejora la capacidad del cauce y por tanto de la sección completa, como ocurría en el río Main. Los únicos caudales que inundan la llanura completamente son los tres más altos. Los errores obtenidos para los caudales de cauce y llanuras son superiores a los del caudal total, excepto en el caso del caudal de las llanuras en los caudales más altos, y siempre en el sentido de subestimar el caudal de las llanuras y sobrestimar el del cauce.

5.3.6. Secciones asimétricas.

El caso de un cauce con una única llanura, sección asimétrica, se analiza aparte de los casos de cauce con dos llanuras simétricas por haberse encontrado en el capítulo anterior que la tensión aparente de corte era hasta 1.5 veces más grande en el caso de sección asimétrica que en el caso de la misma geometría pero con dos llanuras simétricas. Para entender mejor el por qué de estos valores tan grandes en las tensiones de interacción, se comparan los resultados obtenidos en ambos casos con los dos métodos analizados, el SCM y el DCM-v.

Se disponen de pocos datos experimentales para la misma geometría con una llanura y con dos llanuras. Únicamente la serie 6 del FCF (FCF-s6) y las series de Atabay (A-ar y A-am) se pueden analizar. En la fig. 5.4.41 se pueden ver los errores obtenidos con el SCM para las dos series del FCF. Los errores en los caudales totales y en el caudal del cauce son menores en la serie asimétrica, sin embargo los de la llanura son mayores.

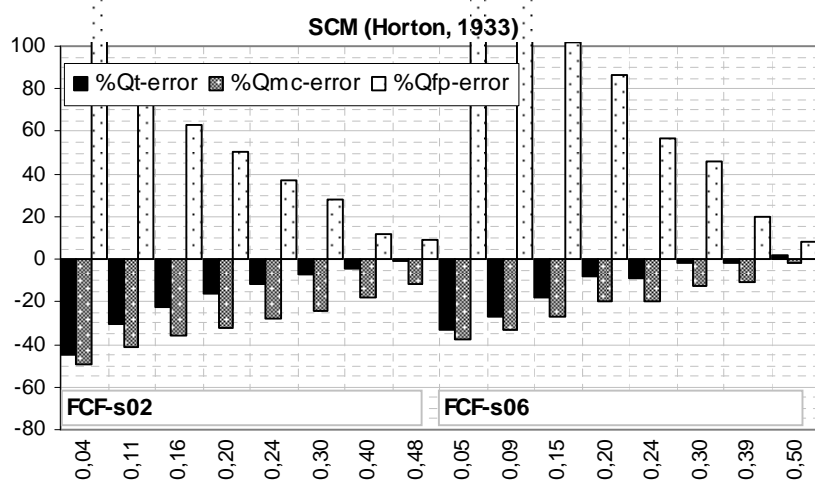


Figura 5.4.41 Aplicación del SCM a las series FCF-s02, sección simétrica, y FCF-s06, sección asimétrica. Errores (eje-x) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-y).

Los errores obtenidos con el DCM-v se muestran en la fig. 5.4.42. En general los errores en el caso asimétrico son ligeramente menores, tanto los del caudal total como los de los caudales de cauce y llanuras. Este resultado debe compararse con las medidas de las tensiones aparentes de corte analizadas en el capítulo anterior. Cuanto mayor es la tensión entre el cauce y las llanuras mayores son las pérdidas debidas a la transferencia de cantidad de movimiento y por tanto mayores deberían ser los errores obtenidos con el DCM-v que no tiene en cuenta estas pérdidas. En el caso de sección asimétrica las tensiones en la línea vertical que separa el cauce de las llanuras son en general 1.5 veces mayores que las de la sección simétrica, que al tener dos llanuras serían doble. Es decir,

las pérdidas de la sección simétrica debidas a la interacción entre cauce y llanuras son mayores que las de la sección asimétrica, como muestra la figura 5.4.42, pero no son el doble como podría pensarse por la interacción de las dos llanuras, confirmandose que la tensión aparente de corte en la sección asimétrica debe ser mayor que la que se genera en cada llanura de la sección simétrica.

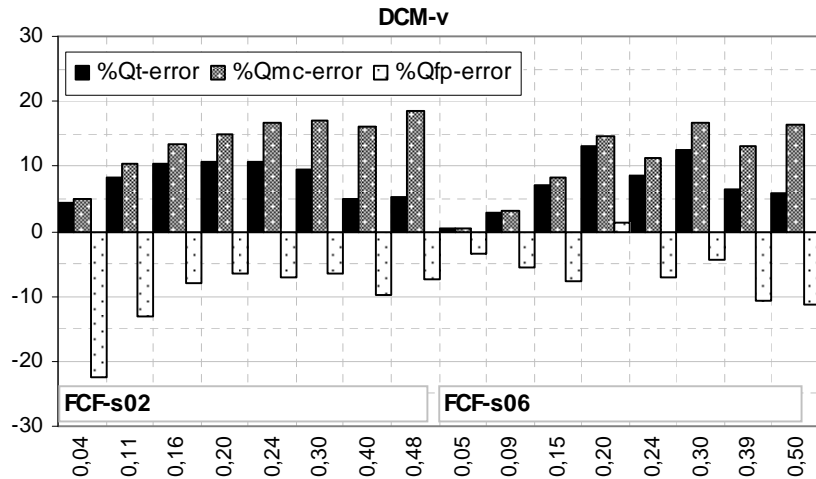


Figura 5.4.42 Aplicación del DCM-v a las series FCF-s02, sección simétrica, y FCF-s06, sección asimétrica. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

En el caso de los datos de Atabay (2001) en un canal de pequeña escala, los resultados obtenidos con el SCM se muestran en la Fig. 5.4.43. Se puede observar que a diferencia de la serie simétrica (A-ROS), en la serie asimétrica (A-ROA) el SCM no subestima el caudal total para todos los calados, aunque sí subestima el caudal del cauce y sobrestima el de la llanura.

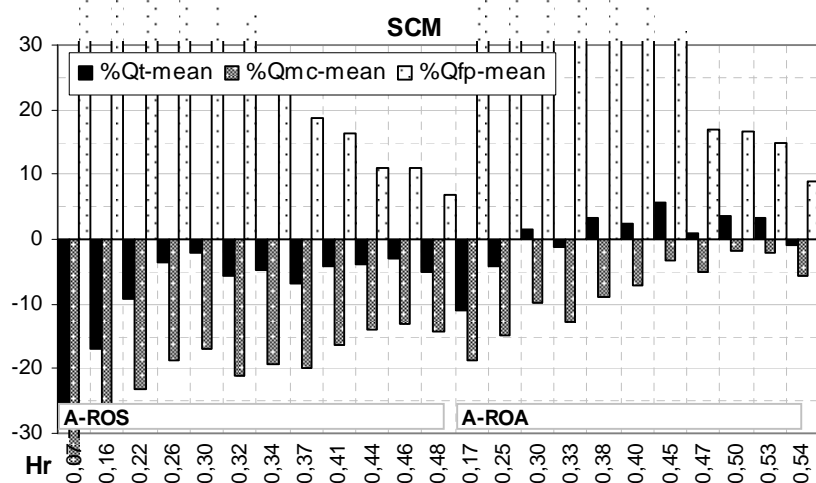


Figura 5.4.43 Aplicación del SCM a las series simétrica (A-ROS) y asimétrica (A-ROA) de los ensayos de Atabay (2001). Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

La razón de este resultado puede estar en que en la sección asimétrica el área de la llanura es la mitad que en la serie simétrica y para un cierto calado relativo ($H_r > 0.3$) la disminución del radio hidráulico producido por el perímetro mojado de la llanura no

tiene efecto aparente. En la sección simétrica la relación del ancho total entre el ancho del cauce es igual a 3 y el calado relativo para el cual el radio hidráulico de la sección completa es igual al de cauce completo es 0.4. Sin embargo, en la sección asimétrica la relación entre el ancho total y el del cauce es sólo de 2 y el calado relativo que iguala el radio hidráulico de la sección completa con el del cauce completo es 0.3. Aunque el razonamiento anterior podría explicar por qué el SCM no subestima los caudales totales para calados relativos superiores a 0.3, observando los errores para la sección simétrica, que son siempre negativos, parece que debe haber otra razón.

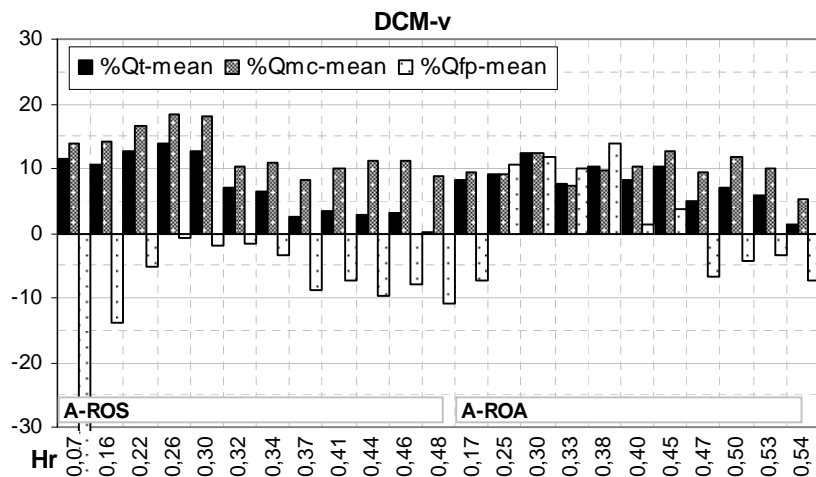


Figura 5.4.44 Aplicación del DCM-v a las series simétrica (A-ROS) y asimétrica (A-ROA) de los ensayos de Atabay (2001). Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

Observando los errores obtenidos con el DCM-v, Fig. 5.4.44, se puede ver que aunque se cumple que los caudales totales se sobrestiman y también los caudales del cauce, sin embargo el caudal de las llanuras no se subestima en casi ningún calado. Este hecho no tiene explicación, a menos que haya un error en las medidas. Hay que destacar que las velocidades en el canal de Atabay (2001) fueron medidas a $0.4H$ y por lo tanto en las zonas donde el perfil no sea logarítmico puede haber errores, aunque no tanto como más del 10 % que se aprecia en las llanuras. Como se ha observado en los apartados anteriores y en los resultados de la sección asimétrica del FCF, la transferencia de momentos entre cauce y llanura con rugosidad uniforme siempre disminuye la capacidad del cauce y aumenta, aunque sea ligeramente, la de la llanura.

En el caso de cauce móvil, los resultados obtenidos con el DCM-v muestran que en la sección asimétrica los errores son similares a los de la sección simétrica, para calados relativos menores que 0.4. Para calados relativos mayores los errores obtenidos para la sección asimétrica aumentan desde un 20% hasta un 35%, ver Fig. 5.4.45.

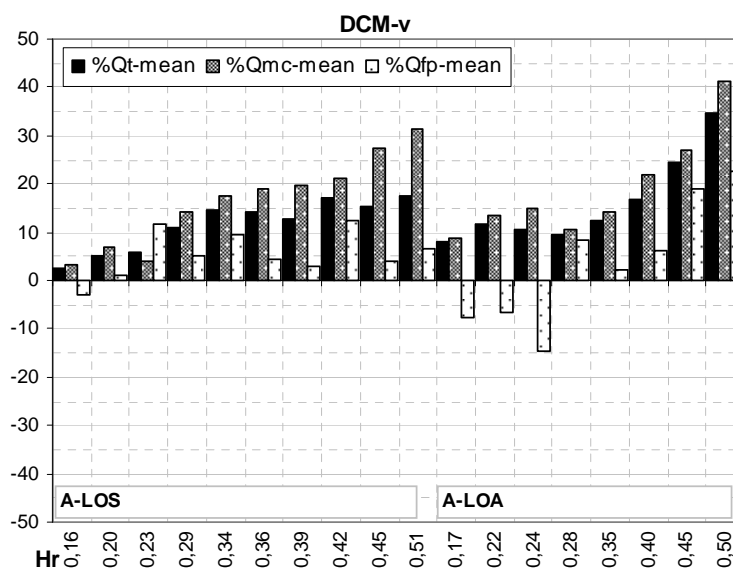


Figura 5.4.45 Aplicación del DCM-v a las series simétrica (A-LOS) y asimétrica (A-LOA) de los ensayos de Atabay (2001) con cauce móvil y rugosidad fija. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

El SCM aplicado al caso de cauce móvil da resultados similares en los casos de sección asimétrica y simétrica, aunque para calados relativos mayores de 0.4 el error en la sección asimétrica vuelve a ser mayor, Fig. 5.4.46.

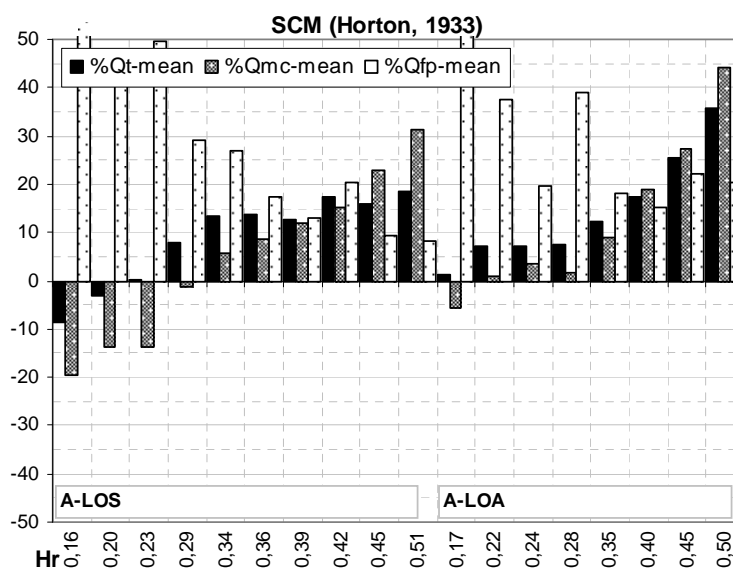


Figura 5.4.46 Aplicación del SCM a las series simétrica (A-LOS) y asimétrica (A-LOA) de los ensayos de Atabay (2001) con cauce móvil y rugosidad fija. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

Los resultados anteriores fueron obtenidos usando el coeficiente de resistencia al flujo para cauce lleno en todos los caudales. Si se usa el coeficiente variable con el caudal, definido por Bousmar et al (2006), los errores calculados con el DCM-v y el SCM respectivamente se muestran en las figuras 5.4.47 y 5.4.48. Se puede observar en ambos casos que los errores son apreciablemente más grandes en el caso de llanura asimétrica para calados relativos mayores de 0.4.

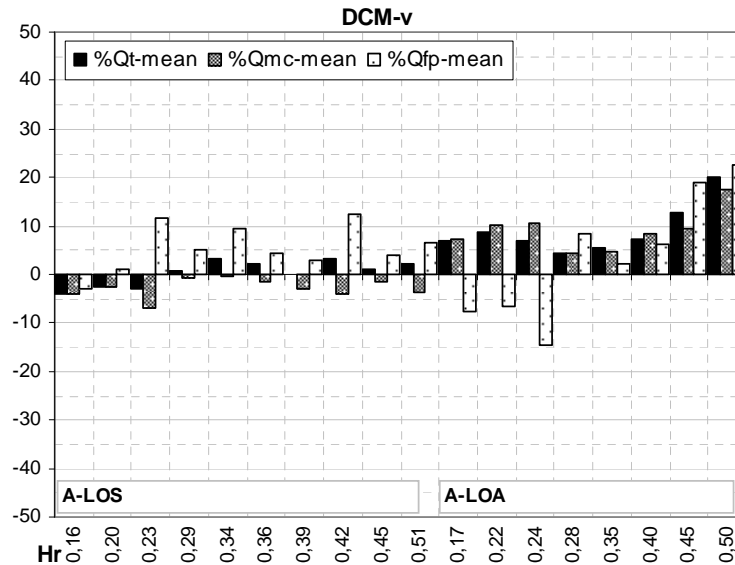


Figura 5.4.47 Aplicación del DCM-v a las series simétrica (A-LOS) y asimétrica (A-LOA) de los ensayos de Atabay (2001) con cauce móvil y rugosidad variable. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado (eje-x).

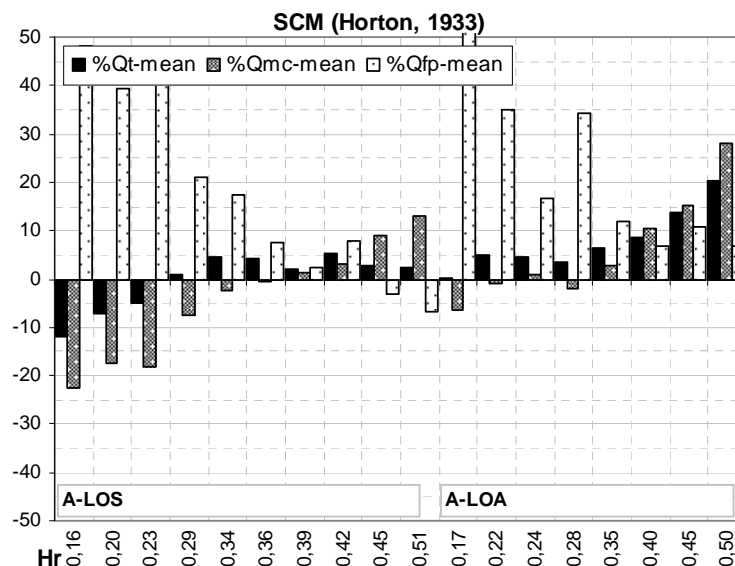


Figura 5.4.48 Aplicación del SCM a las series simétrica (A-LOS) y asimétrica (A-LOA) de los ensayos de Atabay (2001) con cauce móvil y rugosidad variable. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado (eje-x).

5.3.7. Resumen de resultados y conclusiones

El análisis de los dos principales métodos de cálculo del caudal en cauces, SCM (Horton, 1933) y DCM-v, permite confirmar los resultados obtenidos por otros autores en cuanto a la necesidad de utilizar métodos diferentes para el flujo desbordado en cauces con llanuras. Antes de pasar a analizar y comparar los nuevos métodos de cálculo desarrollados en los últimos 30 años, y con el fin de entender con más claridad cómo se mejoran los métodos tradicionales más usados, se presenta a continuación un resumen de los resultados obtenidos con el SCM y con el DCM-v. Además en cada

resultado se incluyen las principales referencias que apoyan estas conclusiones y en su caso la justificación de los resultados originales de esta tesis:

- El SCM subestima el caudal total de la sección completa cuando la rugosidad de las llanuras es igual o mayor que la del cauce principal. Otros autores que confirman la validez de este resultado en laboratorio son: James y Brown (1977), Prinos y Townsend (1984), Bousmar et al (2006). Estos resultados se confirman en cauces naturales (río Main) por Lyness y Myers (1990), aunque los errores son menores.
- El SCM subestima tanto más el caudal total de la sección completa cuanto más rugosas son las llanuras respecto al cauce. Los autores que confirman este resultado en laboratorio son: Prinos y Townsend (1984).
- El SCM siempre subestima el caudal del cauce principal si la rugosidad de las llanuras es igual o mayor que la del cauce principal.
- El SCM siempre sobrestima el caudal de las llanuras si la rugosidad de éstas es igual o mayor que la del cauce principal.
- El DCM-v siempre sobrestima el caudal de la sección completa, obtenido como suma del caudal calculado para el cauce y el calculado para las llanuras. Este resultado es independiente de las rugosidades de cauce y llanuras. Autores que también han obtenido este resultado en laboratorio son: Posey (1967), Myers (1978), Wormleaton et al (1982), Notsopoulos y Hadjipanos (1983), Knight y Hamed (1984), Prinos y Townsend (1984), Nalluri y Judy (1985), Wormleaton y Merret (1990), Bousmar y Zech (1999). En cauces naturales (río Main) se han obtenido resultados similares por Lyness y Myers (1990), aunque los errores son menores debido a que las llanuras tienen una ligera pendiente hacia el cauce, lo que mejora la capacidad de la sección completa.
- El DCM-v sobrestima tanto más el caudal total de la sección completa cuanto más rugosas son las llanuras respecto al cauce. Los principales autores que confirman este resultado en laboratorio son: Wormleaton et al (1982), Notsopoulos y Hadjipanos (1983), Knight y Hamed (1984), Prinos y Townsend (1984), Wormleaton y Merret (1990), etc.
- El DCM-v sobrestima el caudal del cauce principal siempre que la rugosidad de las llanuras sea mayor o igual que la del cauce principal. Los autores que confirman este resultado en laboratorio son: Wormleaton y Hadjipanos (1985), Wormleaton y Merret (1990), etc.
- El DCM-v subestima el caudal de las llanuras siempre que la rugosidad de éstas sea mayor o igual que la del cauce principal. Los autores que confirman este resultado en laboratorio son: Wormleaton y Hadjipanos (1985), Myers (1987), Wormleaton y Merret (1990), etc.
- Si la rugosidad de las llanuras es menor que la del cauce, p.ej. cuando el cauce es móvil y las llanuras lisas (Knight y Brown, 2001 y Atabay et al, 2005) el SCM no subestima el caudal de la sección completa. En estos casos se ha comprobado que el SCM da caudales totales muy parecidos a los del DCM-v, sobrestimándolos. El caudal del cauce también se sobrestima, especialmente en los calados más grandes donde la velocidad de las llanuras es mayor que la del cauce. El caudal de las llanuras se sobrestima en menor medida.
- El DCM-v sobrestima el caudal de las llanuras si la rugosidad de éstas es menor que la del cauce. En los casos con cauce móvil y llanuras lisas se ha observado que el caudal calculado con el DCM-v es mayor que el medido. El caudal del cauce se sobrestima también si la rugosidad de este se supone que no varía respecto de la de cauce lleno.

5.4. Resultados de los nuevos métodos de secciones compuestas

5.4.1. Introducción

Dentro de los nuevos métodos de cálculo del caudal en una sección compuesta, se han analizado únicamente los métodos que dividen la sección en zonas, generalmente cauce y llanura. Los nuevos métodos que usan para el cálculo la sección completa y mejoran el cálculo del caudal total a partir de algún coeficiente empírico, James y Brown (1977), Dracos y Hardegger (1991) y Tokiy (1994), ofrecen pocas ventajas en el cálculo del caudal de cauce y llanuras por separado. Sin embargo, los que separan la sección sí reducen los errores en el cálculo del caudal del cauce y de las llanuras, además del caudal total. Los métodos analizados se pueden dividir en dos tipos:

- Métodos que usan coeficientes puramente empíricos: El método de la Coherencia (COHM) de Ackers (1992), el método de la división promediada (WDCM) de Lambert y Myers (1998) y su modificación (MWDCM) de Atabay y Knight (2006).
- Métodos que se basan en la tensión de interacción entre cauce y llanuras: El método de los índices- ϕ de Radojkovic (1976), el método de la tensión aparente de corte (ASFM) de Myers (1978), el método del intercambio de caudales (EDM) de Bousmar y Zech (1992) y el método de la interacción entre zonas (IDCM) de Huthoff et al (2008).

Aunque en los últimos años se ha analizado la validez de estos nuevos métodos para otros datos diferentes de aquellos para los que fueron desarrollados y calibrados, proponiéndose modificaciones como las de Atabay y Knight (2006) o Bousmar et al (2006), únicamente Seckin (2004) y Atabay y Knight (2006) han comparado algunos de estos nuevos métodos entre sí, llegando a las siguientes conclusiones:

- Los nuevos métodos como el COHM y el EDM dan errores más pequeños que los métodos tradicionales en la mayoría de los casos. Ambos métodos dan errores medios similares en el caudal total.
- El COHM y el EDM dan errores menores del 10%, para cauces lisos con llanuras lisas pero cuando el cauce es móvil los errores llegan hasta un 20%. Es necesario mejorar estos métodos en esos casos.
- El COHM es más preciso que el WDCM, tanto en caudales totales como en el cauce y llanuras por separado. Ambos métodos dan resultados muy buenos para cauces rígidos con llanuras lisas.
- En el caso de una única llanura asimétrica los errores en el caudal de la llanura superan el 20% en los dos métodos.
- El WDCM precisa de un parámetro que varía con la geometría y la rugosidad, lo que lo hace complicado de aplicar a ríos naturales.
- El COHM es de difícil aplicación por necesitar muchos parámetros empíricos para cada región de flujo. El MWDCM es más sencillo de usar.

En este capítulo se analizan los resultados de los cinco métodos para los datos disponibles, que incluyen llanuras rugosas, cauce móvil y ríos naturales. Algunos de estos métodos no han sido contrastados para estos casos más cercanos a la realidad de los ríos con llanuras. En primer lugar se hace un breve resumen de la formulación de los métodos y a continuación se comparan los resultados obtenidos por todos los métodos para cada caso. Se continúa evaluando las ventajas e inconvenientes de cada método y su campo de validez y finalmente se proponen mejoras a algunos de los métodos.

Método de los índices- ϕ :

Radojkovic (1976) elaboró un método de cálculo basado en unos índices que afectan a las velocidades medias en cauce y llanuras calculadas según la fórmula de Manning. Los caudales de cauce y llanuras definitivos se calcular en función de los índices- ϕ como:

$$\begin{aligned} Q_{mc} &= Q'_{mc} \sqrt{\phi_{mc}} \\ Q_{fp} &= Q'_{fp} \sqrt{\phi_{fp}} \end{aligned} \quad (5.4.1)$$

donde los caudales Q'_{mc} y Q'_{fp} son los caudales estimados por la fórmula de Manning. Un desarrollo más completo del método se resumió en el Cap. 2. Este método se conoce como el método de los índices- ϕ y tiene el mismo fundamento que el ASFM.

Método de la fuerza aparente de corte (ASFM):

Este método fue formulado inicialmente por Myers (1978) y Wormleaton et al (1982) para un canal con una llanura simétrica. Las velocidades medias en cauce y llanuras, incluyendo la tensión aparente de corte, se calculan a partir de las ecuaciones:

$$U_c^2 = \frac{8}{\rho f_c} \left[\gamma R_c S_o - \frac{N_{of} \tau_a (H-h)}{P_c} \right] \quad (5.4.2)$$

$$U_f^2 = \frac{8}{\rho f_f} \left[\gamma R_f S_o + \frac{\tau_a (H-h)}{P_f} \right] \quad (5.4.3)$$

Como se puede observar en estas ecuaciones, para calcular las velocidades en cauce y llanuras, es necesario conocer la $-\tau_a-$ en la línea de separación vertical. Como se ha demostrado en el Cap. 4 la fórmula que mejores resultados da es un formula teórica basada en la teoría de la capa límite de Prandtl's, ecuación (5.5.4), que en esta tesis ha sido calibrada para datos de diferentes ensayos.

$$\tau_a = K \cdot (\Delta U)^2 \quad (5.4.4)$$

En el capítulo 4 se han propuesto varias fórmulas para la tensión aparente de corte, calibradas a partir de numerosos datos existentes en la literatura. Para el FCF:

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left[0.003 \cdot \frac{B}{b} \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H} \right]^{-1/3} - 0.002 \left[\frac{(H-h)}{H} \right]^{1/3} \left(\frac{n_f - n_c}{n_c} \right)^2 \right] \cdot (\Delta U)^2 \quad (5.4.5)$$

y para canales pequeños:

$$\tau_a = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \left[0.004 \cdot \frac{B}{b} \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^{-1/3} \left[\frac{(H-h)}{H} \right]^{-1/3} - 0.015 \left[\frac{(H-h)}{H} \right]^{1/3} \left(\frac{n_f - n_c}{n_c} \right)^{0.2} \right] \cdot (\Delta U)^2 \quad (5.4.6)$$

En el caso de que la sección tenga una sola llanura, asimétrica, el coeficiente de valor 0.003 en el FCF y 0.004 en los pequeños cambia a 0.004 y 0.005 respectivamente.

Método de la Coherencia de Ackers (COHM):

Ackers (1992, 1993) desarrolló un método, que utiliza el concepto de la Coherencia (COH) para diferenciar el flujo en varias regiones de diferente comportamiento. Las cuatro regiones de flujo y los coeficientes de ajuste aplicados a cada una se describen a continuación:

- *Región 1:* El caudal total viene dado por:

$$Q_{R1} = Q_{basic} - DISDEF \quad (5.4.7)$$

y los caudales de cauce y llanura por:

$$Q_{R1C} = Q_{Cbasic} - Q_{2C}^* \cdot (V_C - V_F) \cdot H \cdot h \cdot ARF \quad (5.4.8)$$

$$Q_{R1F} = Q_{Fbasic} - Q_{2F}^* \cdot (V_C - V_F) \cdot H \cdot h \cdot ARF \quad (5.4.9)$$

donde Q_{R1} , Q_{R1C} y Q_{R1F} son los caudales totales, del cauce y de la llanura ajustados en la región 1, y Q_{basic} , Q_{Cbasic} y Q_{Fbasic} son los caudales calculados con el DCM-v. El factor de ajuste, $DISDEF =$ “déficit de caudal” (“discharge deficit” en inglés), fue calibrado para los datos del FCF quedando:

$$DISDEF = (Q_{2C}^* + N_F Q_{2F}^*) \cdot (V_C - V_F) \cdot H \cdot h \cdot ARF \quad (5.4.10)$$

donde ARF es un factor de ajuste por el factor de forma del cauce y Q_{2C}^* y Q_{2F}^* son los déficit de caudal en cauce y llanuras. El desarrollo de cada uno de los parámetros se mostró en el Cap. 2.

- *Regiones 2-4:* los caudales de cauce y llanura vienen dados por:

$$Q_{R2,3,4C} = Q_{Cbasic} \times DISADF_C \text{ (at R1 limit)} \quad (5.4.11)$$

$$DISADF_C = Q_{R1C} / Q_{Cbasic} \quad (5.4.12)$$

$$Q_{R2,3,4F} = Q_{R2,3,4} - Q_{R2,3,4C} \quad (5.4.13)$$

Los caudales $Q_{R2,3,4}$ son los caudales totales corregidos en las regiones 2, 3 y 4 respectivamente, que se calculan para cada Región como:

- *Región 2:* El caudal total viene dado por:

$$Q_{R2} = Q_{basic} \times DISADF_2 \quad (5.4.14)$$

- *Región 3*: El caudal total viene dado por:

$$Q_{R3} = Q_{basic} \times DISADF_3 \quad (5.4.15)$$

- *Región 4*: El caudal total viene dado por:

$$Q_{R4} = Q_{basic} \times DISADF_4 \quad (5.4.16)$$

donde Q_{R2} , Q_{R3} y Q_{R4} son los caudales ajustados en la región 2, 3 y 4. Los factores $DISADF_2$, $DISADF_3$ y $DISADF_4$ (“discharge adjustment factor” en inglés) son los factores de ajuste calibrados para los datos del FCF. El desarrollo de estos factores se mostró en el Cap. 2

Uno de los problemas del método de la Coherencia es establecer en que región de flujo nos encontramos. Para ello se utilizan las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} \text{Si } Q_{R1} \geq Q_{R2} &\Rightarrow Q = Q_{R1} \\ \text{Si } Q_{R1} < Q_{R2} \text{ y } Q_{R2} \leq Q_{R3} &\Rightarrow Q = Q_{R2} \\ \text{Si } Q_{R1} < Q_{R2} \text{ y } Q_{R2} > Q_{R3} &\Rightarrow Q = Q_{R3}, \text{ excepto Si } Q_{R4} > Q_{R3} \Rightarrow Q = Q_{R4} \end{aligned} \quad (5.4.17)$$

Método de las divisiones promediadas (WDCM):

Este método, desarrollado por Lambert y Myers (1998), utiliza el DCM-v y el DCM-h para calcular la velocidad en el cauce y llanuras y promediar el valor obtenido por ambos dos métodos. Las velocidades medias en cauce y llanuras se calculan como:

$$U_c = \xi U_{c-DCM-v} + (1 - \xi) U_{c-DCM-h} \quad (5.4.18)$$

$$U_f = \xi U_{f-DCM-v} + (1 - \xi) U_{f-DCM-h} \quad (5.4.19)$$

donde $U_{c-DCM-v}$ y $U_{f-DCM-v}$ son las velocidades medias en cauce y llanuras calculadas con DCM-v, $U_{c-DCM-h}$ y $U_{f-DCM-h}$ son las velocidades medias en cauce y llanuras calculadas con DCM-h y ξ es el coeficiente de promedio.

Lambert y Myers propusieron para el FCF, con cauce y llanuras lisas, el valor del coeficiente promedio que da la media aritmética entre ambas subdivisiones ($\xi = 0.5$). En el caso de llanuras rugosas el coeficiente de promedio que mejor ajusta para los datos del FCF varía ($\xi = 0.2$). Atabay y Knight (2006) presentaron una modificación del WDCM llamado MWDCM (Modified Weighted Divided Channel Method) que mejoraba los resultados en los casos de llanuras lisas. La formulación completa de ambos métodos se muestra en el Cap. 2.

Método del intercambio de caudales (EDM):

Bousmar y Zech (1999) desarrollaron un modelo 1D que incluía en su formulación un método de cálculo de la capacidad. Este método calcula el caudal en cada zona con una fórmula como la de Manning:

$$Q_i = A_i U_i = A_i \frac{R_i^{2/3}}{n_i} S_{fi}^{1/2} = K_i S_{fi}^{1/2} \quad (5.4.20)$$

donde, S_{fi} es la pendiente de fricción en cada zona que Bousmar y Zech (1999) proponen que se calcule como:

$$S_{fi} = \frac{S_e}{(1 + \chi_i)} \quad (5.4.21)$$

donde S_e es la pérdida de carga total (pendiente de energía), que se descompone en una pérdida de carga debida a la fricción con el contorno, S_f , y otra debida al intercambio de caudal, S_a . Esta última se define como la relación $\chi \cdot S_f$ y las únicas incógnitas son los ratios χ_i en cada subzona, cuya expresión es:

$$\chi_i = \frac{q_{in,r}(U - u_{t,r}) + q_{in,l}(U - u_{t,l})}{gAS_f} \quad (5.4.22)$$

siendo los caudales unitarios en llanura derecha e izquierda, $q_{in,r}$ y $q_{in,l}$:

$$q_{in,r} = q_{in,l} = q = q^t + q^g \quad (5.4.23)$$

donde q es el caudal de intercambio (= q_{in} en la ecuación anterior), q^t es la componente debida al intercambio turbulento, y q^g es la debida a las variaciones en la geometría, cambios de ancho o de curvatura.

La componente del caudal debida a la interacción turbulenta, q^t , se formuló aplicando un modelo de turbulencia basado en la longitud de mezcla de Prandtl. El caudal de intercambio entre cauce y llanura, debido a la turbulencia, se considera igual en ambos sentidos ($q_{in} = q_{out}$), quedando:

$$q^t = q_{cf}^t = q_{fc}^t = \psi^t |U_c - U_f| (H - h) \quad (5.4.24)$$

El parámetro adimensional ψ^t , es el coeficiente de intercambio turbulento y fue calibrado con los datos del FCF, obteniéndose un valor de $\psi^t = 0.16$, para todo el rango de geometrías analizadas, y de $\psi^t = 0.093$ para los casos con llanuras rugosas. Los autores propusieron el valor de $\psi^t = 0.16$ válido para cualquier configuración. Las velocidades U_c y U_f son las velocidades medias en cauce y llanura después del intercambio, por lo que es necesario para calcular el caudal de intercambio turbulento un proceso iterativo.

Hay que hacer notar que el EDM es una variante del ASFM, donde la tensión aparente de corte se podría expresar como:

$$\tau_a = \rho \cdot \psi^t \cdot (U_c - U_f)^2 \quad (5.4.25)$$

La pendiente de fricción que se aplica al cálculo del caudal y de los perfiles de agua vendría dada por:

$$S_e = S_f(1 + \chi); \text{ siendo } \chi = \frac{\tau_a(H-h)}{\tau_b P_f} \quad (5.4.26)$$

Método de la interacción entre zonas (IDCM):

Basándose en el ASFM y en el EDM, Huthoff et al (2008) desarrollaron otro método que considera la transferencia de momentos entre el cauce y las llanuras basándose en la idea de la tensión aparente de corte. El método calcula las velocidades medias en cauce y llanura, incluyendo las pérdidas por interacción entre ambas zonas:

$$U_c^2 = U_{c,0}^2 - \frac{\frac{1}{2} \gamma N_{of} \frac{(H-h)}{f_c R_c} (U_{c,0}^2 - U_{f,0}^2)}{1 + \frac{1}{2} \gamma \left(N_{of} \frac{(H-h)}{f_c R_c} + \frac{(H-h)}{f_f R_f} \right)} \quad (5.4.27)$$

$$U_f^2 = U_{f,0}^2 + \frac{\frac{1}{2} \gamma \frac{(H-h)}{f_f R_f} (U_{c,0}^2 - U_{f,0}^2)}{1 + \frac{1}{2} \gamma \left(N_{of} \frac{(H-h)}{f_c R_c} + \frac{(H-h)}{f_f R_f} \right)} \quad (5.4.28)$$

donde A_c es el área de cauce principal, y U_c es la velocidad media en el mismo, A_f es el área de cada llanura y U_f la velocidad media en las llanuras, siendo N_{of} el número de llanuras. $U_{c,0}$ y $U_{f,0}$ son las velocidades en cauce y llanuras calculadas con la fórmula de Manning y γ es el coeficiente de interacción turbulenta que se incluye en las tensiones de interacción expresadas como:

$$\tau_{int} = \frac{1}{2} \rho \gamma (U_c^2 - U_f^2) \quad (5.4.29)$$

Esta tensión de interacción es equivalente a la tensión aparente de corte en el ASFM. La diferencia entre el ASFM y el IDCM es que en IDCM para calibrar la tensión de interacción se utilizan los datos de velocidades medias en cauce y llanuras y no los datos de tensiones como en el ASFM. Todos estos métodos calculan el caudal total de la sección como suma del caudal del cauce y de la llanura:

$$Q = A_c U_c + N_{of} A_f U_f \quad (5.4.30)$$

5.4.2. Secciones con cauce liso y llanuras lisas

Como se demostró en el apartado 5.3.2, en los casos de cauce y llanuras lisos, los métodos tradicionalmente usados para el cálculo de la capacidad en cauces, el DCM-v y el SCM (Horton, 1933), dan errores mayores del 10% en el caudal total y todavía más altos en los caudales de cauce y llanuras. Los métodos formulados en el apartado anterior (ASFM, COHM, WDCM, EDM y IDCM) han sido aplicados a los mismos datos que los métodos tradicionales y los resultados se comparan a continuación.

En la Fig. 5.5.1a se pueden observar los errores obtenidos con los dos métodos (COHM y WDCM) que usan coeficientes puramente empíricos en los datos del FCF, para los que fueron ajustados. El COHM da errores menores del 5% para los caudales total y del cauce y menores del 10% para el caudal de las llanuras, mientras que el WDCM da errores menores del 10% para los caudales total y del cauce y también para el caudal de las llanuras, excepto en la serie FCF-s03 donde hay errores en las llanuras del 19%. Los resultados muestran un buen ajuste de ambos métodos aunque claramente el COHM da errores menores que el WDCM en casi todos los calados relativos. Esto puede deberse a que WDCM sólo utiliza un parámetro de ajuste para todas las geometrías y calados, el COHM utiliza diferentes parámetros según la región de flujo y además cada parámetro depende de las variables geométricas. Así pues, aunque los resultados del COHM son mejores, también es mayor la complejidad de cálculo.

En la Tabla 5.5.1 se muestran los errores medios obtenidos para cada serie por cada método, y el error medio total. Excepto el COHM que da errores muy pequeños los demás métodos (WDCM, ASFM, EDM y IDCM) dan resultados muy similares, excepto el EDM que exagera demasiado el caudal de las llanuras, subestimando ligeramente el del cauce. La ventaja del EDM es que subestima el caudal total, estando del lado de la seguridad. Sin embargo, los demás métodos en general sobrestiman el caudal total. Todos estos métodos fueron calibrados para estos datos del FCF por lo que es lógico que se consigan ajustes tan buenos para todos ellos. Se pueden comparar también los errores de los métodos tradicionales con los de los nuevos.

Tabla 5.5.1. Errores medios calculados por los nuevos métodos de cálculo en las series del FCF con cauce y llanuras lisos. Comparación con los errores de los métodos tradicionales.

	DCM-v			SCM		
	%Q _t -mean	%Q _{mc} -mean	%Q _{fp} -mean	%Q _t -mean	%Q _{mc} -mean	%Q _{fp} -mean
Series 01	11,48	18,31	-3,38	-20,19	-38,75	51,30
Series 02	8,01	14,00	-10,03	-17,31	-30,11	57,86
Series 03	6,16	9,14	-16,81	-11,24	-17,51	88,50
Series 08	12,53	17,53	-4,85	-13,91	-27,18	58,81
Series 10	8,86	12,79	-5,49	-18,96	-29,06	70,45
Total:	9,41	14,35	-8,11	-16,32	-28,52	65,38

	COHM			WDCM		
	%Q _t -mean	%Q _{mc} -mean	%Q _{fp} -mean	%Q _t -mean	%Q _{mc} -mean	%Q _{fp} -mean
Series 01	0,86	1,19	3,19	4,01	6,16	3,89
Series 02	0,30	0,50	-2,67	1,85	1,49	4,91
Series 03	0,81	1,15	-3,48	3,22	2,32	11,51
Series 08	2,77	2,34	5,51	4,97	5,06	5,63
Series 10	1,07	0,90	4,04	-6,15	-8,77	4,01
Total:	1,16	1,22	3,78	4,04	4,76	5,99

	ASFM			EDM			IDCM		
	%Q _t -mean	%Q _{mc} -mean	%Q _{fp} -mean	%Q _t -mean	%Q _{mc} -mean	%Q _{fp} -mean	%Q _t -mean	%Q _{mc} -mean	%Q _{fp} -mean
Series 01	3,85	2,64	11,58	-1,27	-5,57	18,21	7,61	9,19	3,80
Series 02	3,33	3,99	4,91	-2,95	-6,38	17,70	4,25	4,43	-1,90
Series 03	3,93	4,63	5,34	-4,23	-5,80	33,69	2,34	1,53	8,66
Series 08	6,10	6,82	9,60	3,11	-4,88	21,79	6,16	7,71	7,10
Series 10	3,84	4,53	8,60	-3,22	-6,03	24,99	3,52	4,12	6,42
Total:	4,21	4,52	8,01	-2,96	-5,73	23,27	4,78	5,40	5,58

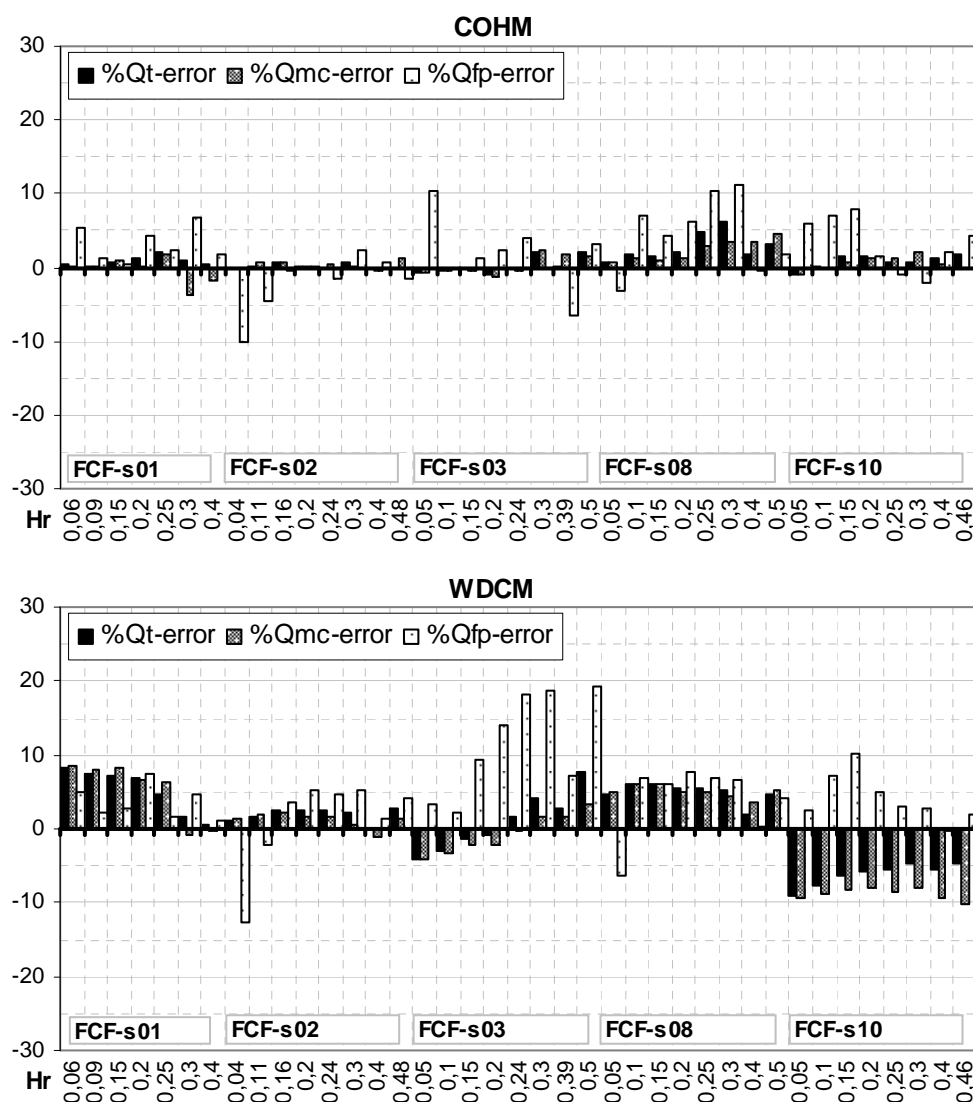


Figura 5.5.1a. Aplicación de los nuevos métodos basados en parámetros empíricos a datos del FCF-series A. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

En la Fig. 5.5.1b se pueden observar los errores obtenidos con los tres métodos (ASFM, EDM y IDCM) que se basan en la tensión interna que actúa en la línea vertical imaginaria que separa el cauce y las llanuras, que se denomina tensión aparente de corte (ASFM), interacción turbulenta (EDM) y tensión de interface (IDCM) en cada método. Comparando los resultados se observa que el ASFM y el IDCM en general sobrestiman el caudal total y del cauce con errores menores del 10%, sin embargo el EDM subestima estos dos caudales, con errores también menores del -10%. En el caso del caudal de las llanuras, los tres métodos dan errores medios positivos aunque el IDCM da los errores menores y el EDM da errores mayores del 20% en los calados relativos menores de 0,3. Se puede resumir que los tres métodos son prácticamente igual de precisos pero el IDCM da el mejor ajuste para los tres caudales y el EDM falla en el caudal de las llanuras.

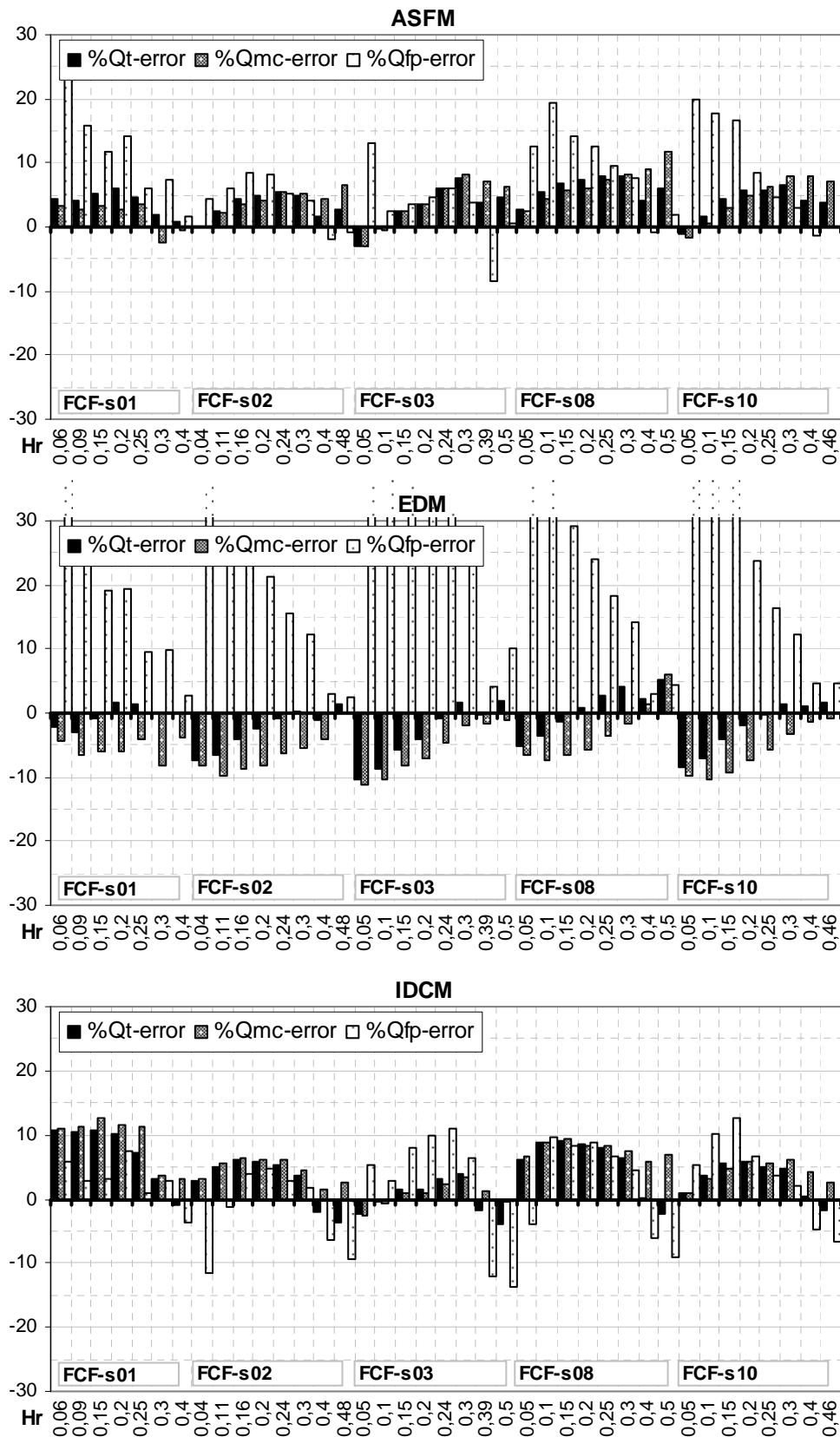


Figura 5.5.1b. Aplicación de los nuevos métodos basados en la interacción entre cauce y llanuras a datos del FCF-series A. Errores (eje-y) en los caudales total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado de las series (eje-x).

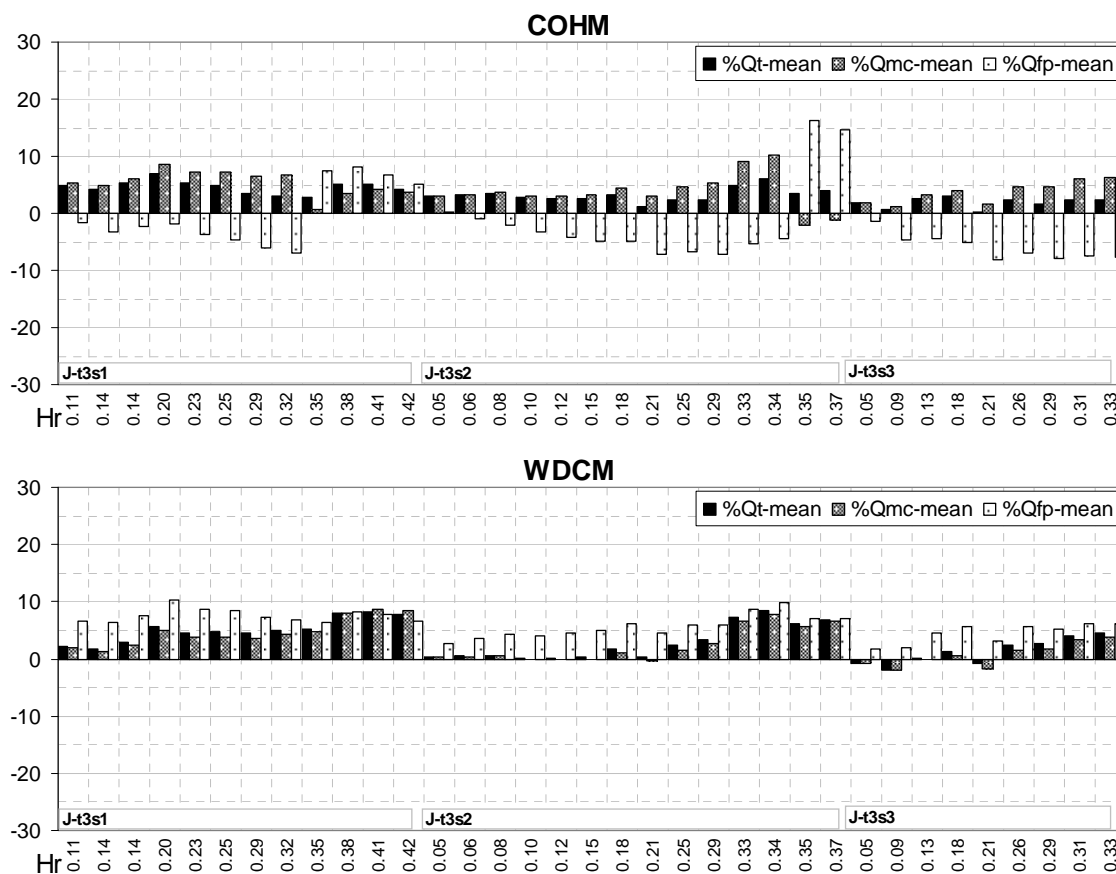


Figura 5.5.2a. Aplicación de los nuevos métodos basados en parámetros empíricos a datos de James y Brown (1977). Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

A continuación se analizan los resultados obtenidos para canales de pequeña escala. En la Fig. 5.5.2a se pueden observar los errores obtenidos el COHM y el WDCM para los datos de James y Brown (1977). Los errores obtenidos con los dos métodos son similares, menores del 10% en casi todos los calados relativos. Sin embargo, se observan pequeñas diferencias en los caudales parciales, mientras que en el COHM el error obtenido para el cauce es generalmente mayor que el error para el caudal total, en el WDCM el error del cauce es menor. Por esta razón en el COHM el error de las llanuras es de sentido contrario al error de cauce, contrarestándolo parcialmente.

En la Fig. 5.5.2b se pueden observar los errores obtenidos con los tres métodos (ASFM, EDM y IDCM) basados en las tensiones de interacción. Comparando los resultados de los tres métodos se observa que el ASFM es el que da los errores más grandes, por encima del 5%, especialmente en el caudal del cauce donde son ligeramente mayores del 10%. Sin embargo en las llanuras es el que mejores resultados da. El ASFM y el IDCM en general sobrestiman el caudal total y del cauce. Sin embargo el EDM subestima estos dos caudales con errores en torno al -5%. En el caso del caudal de las llanuras, el EDM da errores mayores del 20% en los calados relativos menores de 0,3, al igual que en los datos del FCF. Se puede resumir que el IDCM da el mejor ajuste para los tres caudales y el EDM falla en el caudal de las llanuras, aunque subestima el caudal total, estando del lado de la seguridad.

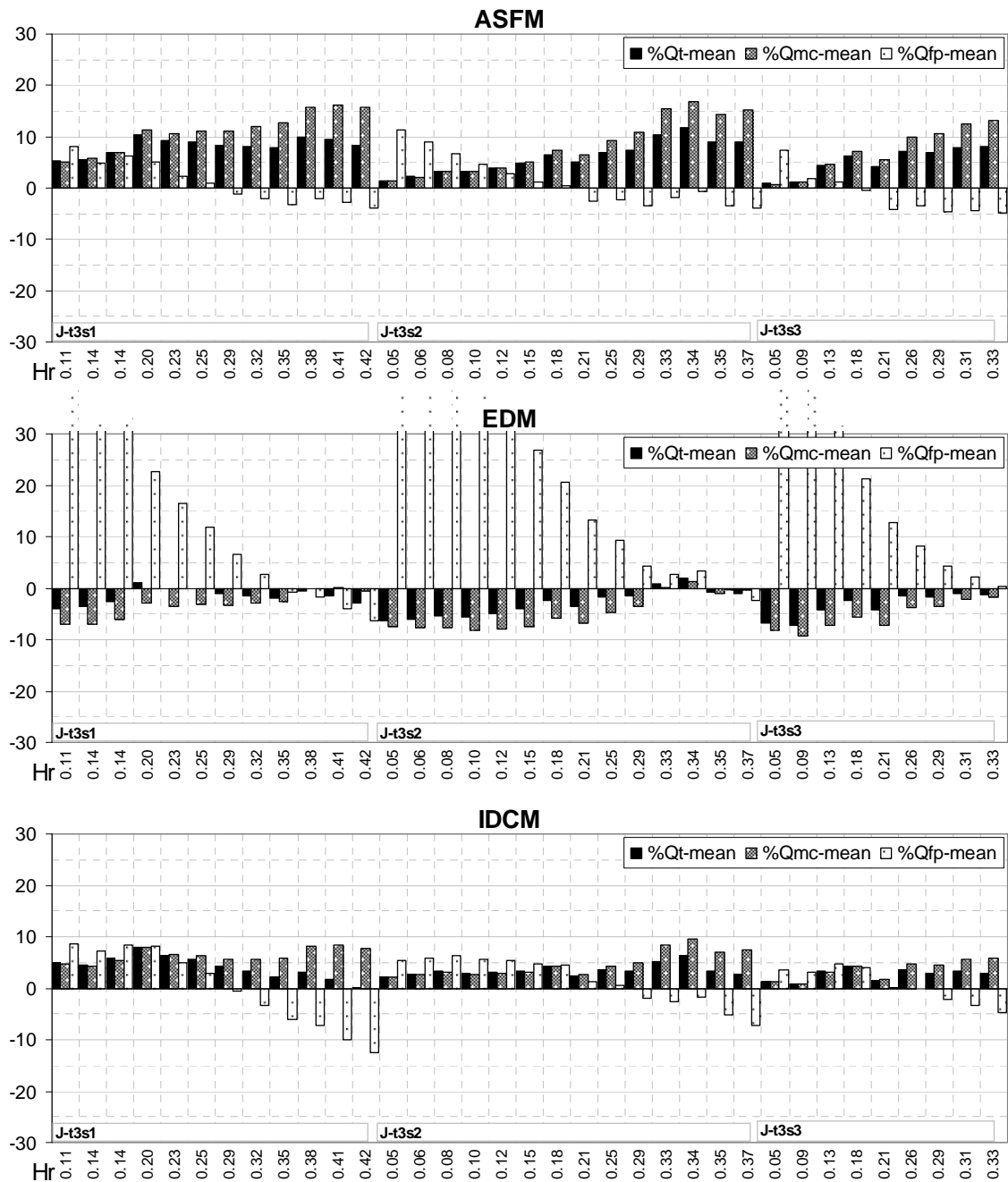
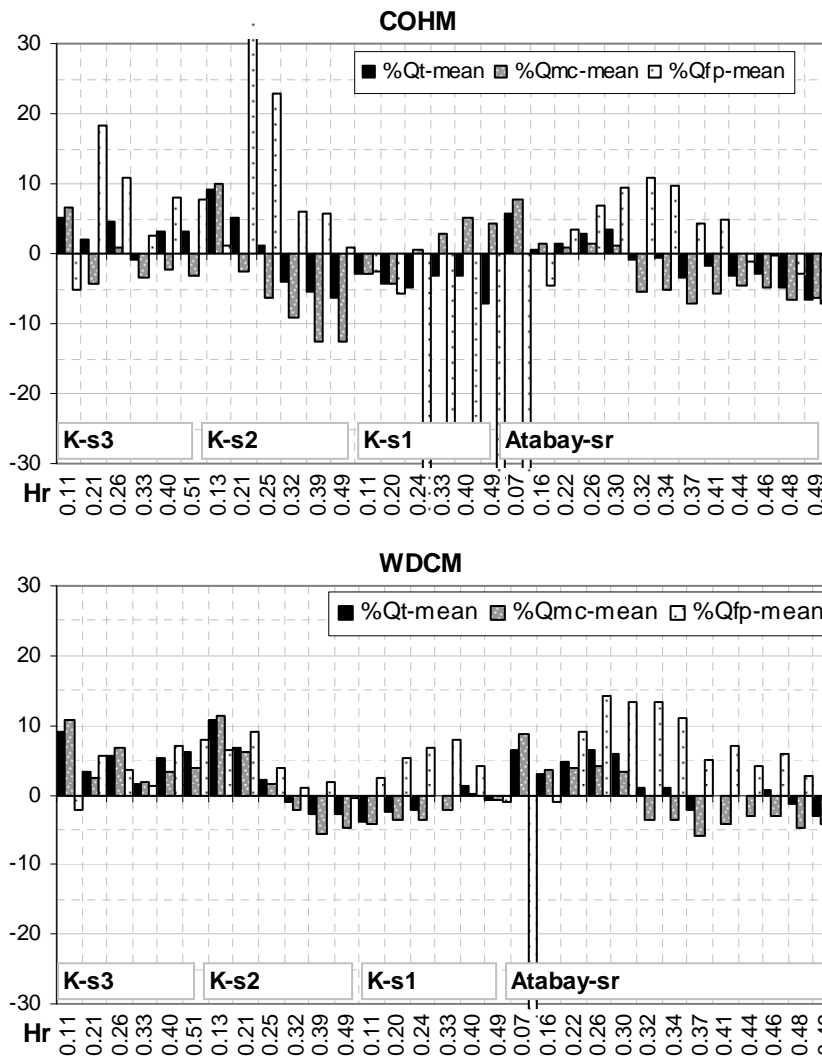


Figura 5.5.2b. Aplicación de los nuevos métodos basados en la interacción entre cauce y llanuras a datos de James y Brown (1977). Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

En las Fig. 5.5.3a y 5.5.3b se muestran los resultados obtenidos para otros canales de pequeña escala. Los errores obtenidos con los métodos COHM y WDCM se pueden observar en la Fig. 5.5.3a. Los errores obtenidos con los dos métodos para el caudal total y del cauce son menores del 10% en casi todos los calados relativos. Sin embargo en el caudal de las llanuras, el COHM da errores mayores del 20% en varios calados mientras que el WDCM da errores siempre por debajo del 10%.



Errores medios:

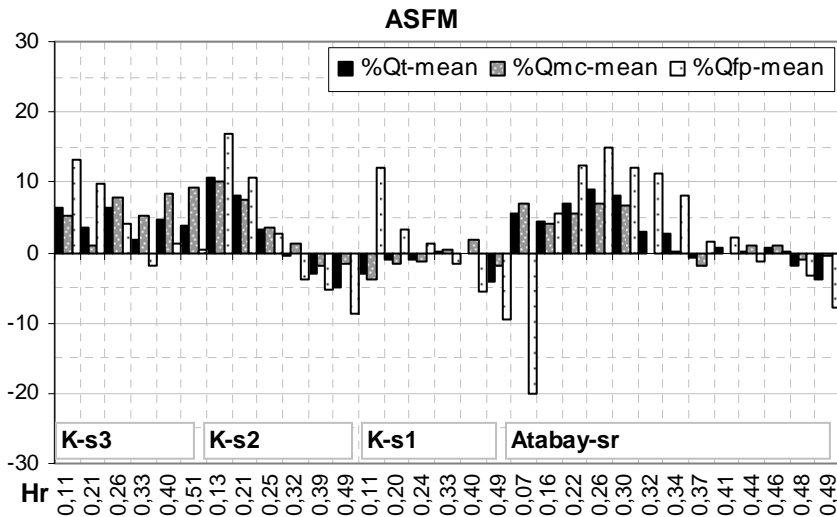
COHM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
	K-s3	
3.10	-3.48	8.74
	K-s2	
-5.14	-8.86	11.70
	K-s1	
-4.27	3.27	-22.21
	A-sr	
-2.88	-4.44	7.37
TOTAL		
3.80	-4.99	-12.26

Errores medios:

WDCM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
	K-s3	
5.14	4.78	4.59
	K-s2	
4.37	5.29	3.77
	K-s1	
1.76	2.34	4.58
	A-sr	
2.81	-4.30	9.33
TOTAL		
3.49	4.19	5.75

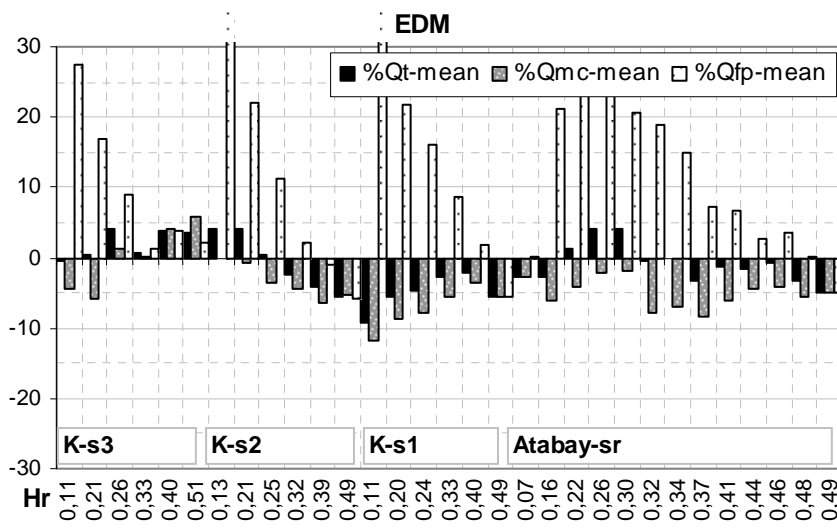
Figura 5.5.3a. Aplicación de los nuevos métodos basados en parámetros empíricos a datos de pequeña escala. Errores (eje-y) en los caudales total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado de las series (eje-x).

Los métodos basados en la tensión de interacción (ASF, EDM y IDCM) dan errores también menores del 10% en los caudales total y del cauce, Fig. 5.5.3b. El método que menores errores da es el ASF, aunque el EDM y el IDCM tienen la ventaja de que subestiman el caudal total, estando del lado de la seguridad. Estos dos métodos, sin embargo, dan errores mayores del 10% en el caudal de las llanuras. Estos errores del EDM coinciden con los obtenidos en el FCF y en los datos de James y Brown (1977), y confirman que el EDM ajusta bien los caudales totales, pero debido a una compensación entre el caudal del cauce y el de las llanuras. Los errores obtenidos en el IDCM no coinciden con los resultados anteriores ni con los obtenidos por Huthoff et al (2008) en la elaboración del método. Aunque se han revisado los cálculos no se han detectado errores y probablemente haya algún desajuste en los datos de Knight y Demetriou (1983) y Atabay (2001) utilizados por Huthoff et al (2008) y los utilizados en esta tesis.



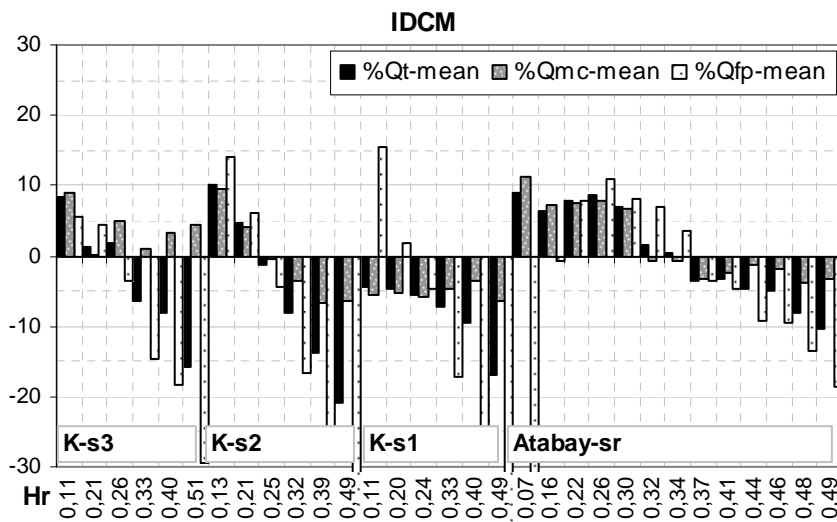
Errores medios:

ASFM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
K-s3		
4.45	6.13	5.13
K-s2		
5.12	4.28	7.94
K-s1		
1.54	1.78	-5.54
Atabay-sr		
3.64	2.24	7.75
TOTAL		
3.69	3.54	6.64



Errores medios:

EDM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
K-s3		
2.21	3.65	10.15
K-s2		
-3.44	-3.46	12.99
K-s1		
-4.96	-7.15	16.32
Atabay-sr		
-4.04	-5.64	25.04
TOTAL		
-3.68	-5.00	16.55



Errores medios:

IDCM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
K-s3		
-6.98	3.79	-12.70
K-s2		
-9.82	-5.17	-17.10
K-s1		
-8.08	-5.21	-17.99
Atabay-sr		
5.80	4.46	-9.92
TOTAL		
-7.58	-4.65	-14.21

Figura 5.5.3b. Aplicación de los nuevos métodos basados en la interacción entre cauce y llanuras a datos de pequeña escala. Errores (eje-y) en los caudales total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado de las series (eje-x).

Para finalizar con el caso de cauces lisos y llanuras lisas se muestra en la Fig. 5.5.4 una curva caudal-calado para la serie FCF-s01 donde las diferencias entre el DCM-v y el SCM son mayores. Se puede observar que los cinco métodos analizados ajustan bastante bien con los datos del caudal total.

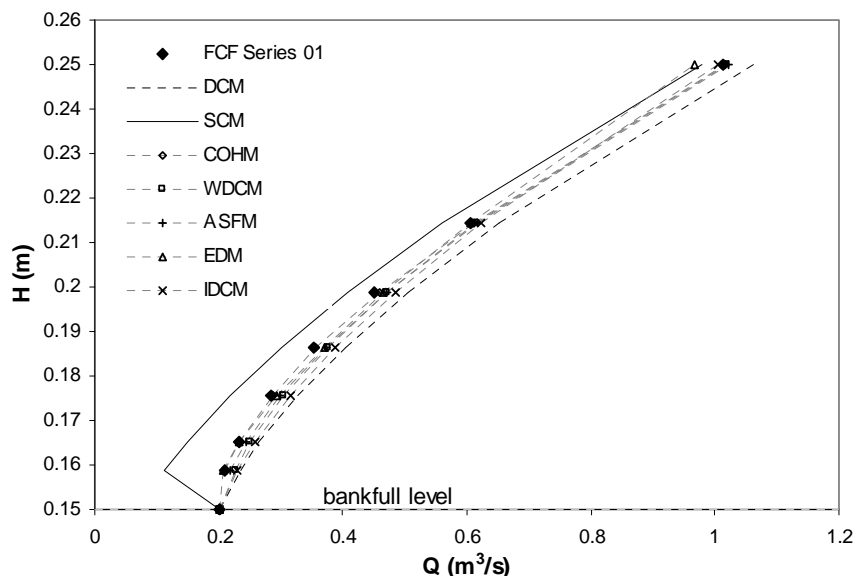


Figura 5.5.4. Curvas calado-caudal para llanuras lisas (FCF-s01). Comparación con las calculadas por el SCM, el DCM-v y los nuevos métodos.

5.4.3. Secciones con cauce liso y llanuras rugosas

En el caso de llanuras más rugosas que el cauce se ha demostrado, apartado 5.3.3, que los resultados obtenidos con el DCM-v y el SCM son peores que en los casos de llanuras con la misma rugosidad que el cauce. Los errores en el caudal total superan el 20% en la mayoría de los caudales y en el cauce los errores son todavía mayores. En las llanuras se ha visto que los errores no son tan grandes. Los nuevos métodos se comparan a continuación con los datos de llanuras rugosas usados en el apartado 5.3.3.

En la Fig. 5.5.5a se pueden observar los errores obtenidos al aplicar los métodos que usan coeficientes puramente empíricos (COHM y WDCM) a los datos del FCF con llanuras rugosas. Los coeficientes de ambos métodos fueron calibrados para dichas series. El COHM da errores menores del 5% para los caudales, total y del cauce y un poco más altos para el caudal de las llanuras, especialmente para los calados relativos más grandes. El WDCM da errores en torno al 10% para los caudales total y del cauce pero para el caudal de las llanuras el error es mayor del 15%. Los resultados muestran un buen ajuste de ambos métodos aunque claramente el COHM da errores menores que el WDCM en casi todos los calados relativos. La ventaja del WDCM es que en el caudal total está del lado de la seguridad porque subestima los caudales en todos los calados.

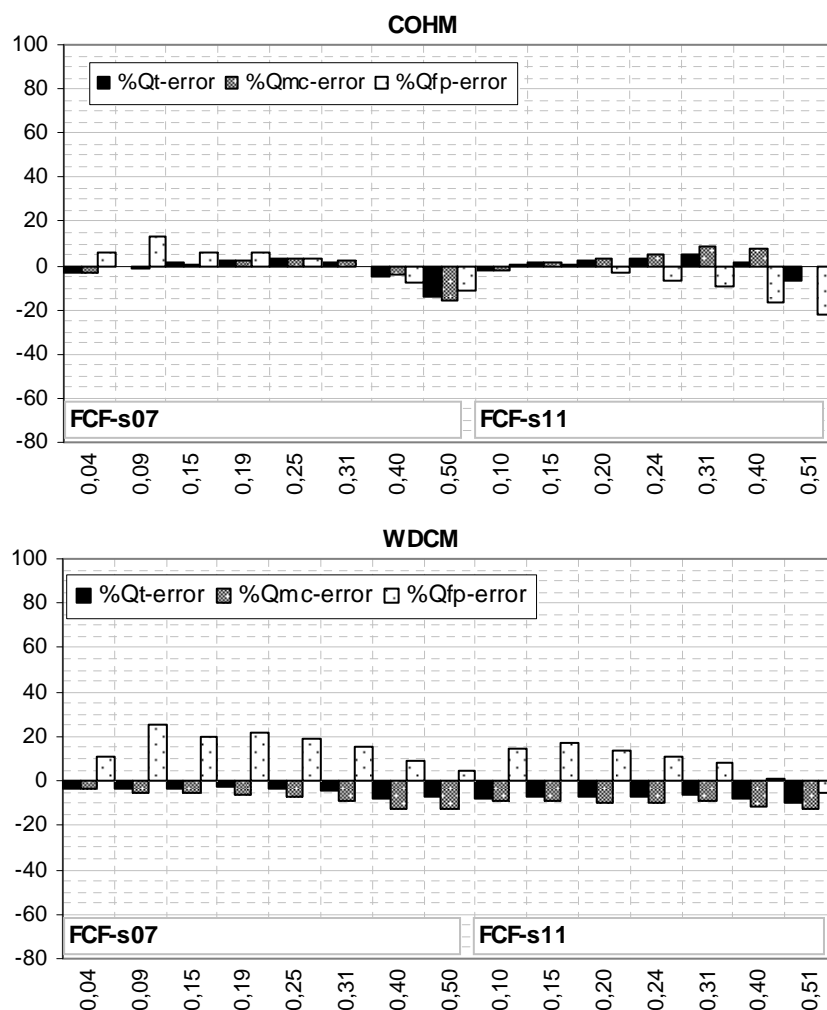


Figura 5.5.5a. Aplicación de los nuevos métodos basados en parámetros empíricos a llanuras rugosas, FCF-series A. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

En la Fig. 5.5.5b se pueden observar los errores obtenidos con los tres métodos, ASFM, EDM y IDCM. Estas tensiones fueron ajustadas para el caso de llanuras rugosas en el ASFM y en el EDM pero no en el IDCM. El ASFM y el IDCM en general sobrestiman el caudal total con errores en torno al 10% y al 15% respectivamente, sin embargo el EDM lo subestima con errores del -10%. Los errores obtenidos en el caudal del cauce son ligeramente mayores que los del caudal total en el ASFM y en el EDM pero son menores en el IDCM. En el caso del caudal de las llanuras, los tres métodos dan errores positivos aunque el ASFM da los errores menores, el IDCM da errores mayores del 20% en la mayoría de los calados y el EDM da errores mayores del 30% en los calados relativos menores de 0,3. Se puede resumir que aunque los tres métodos mejoran los resultados obtenidos con los métodos tradicionales, los errores son mayores que con los dos métodos empíricos (COHM y WDCM), el ASFM da el mejor ajuste para los tres caudales y el EDM falla claramente en el caudal de las llanuras, el IDCM da los errores mayores.

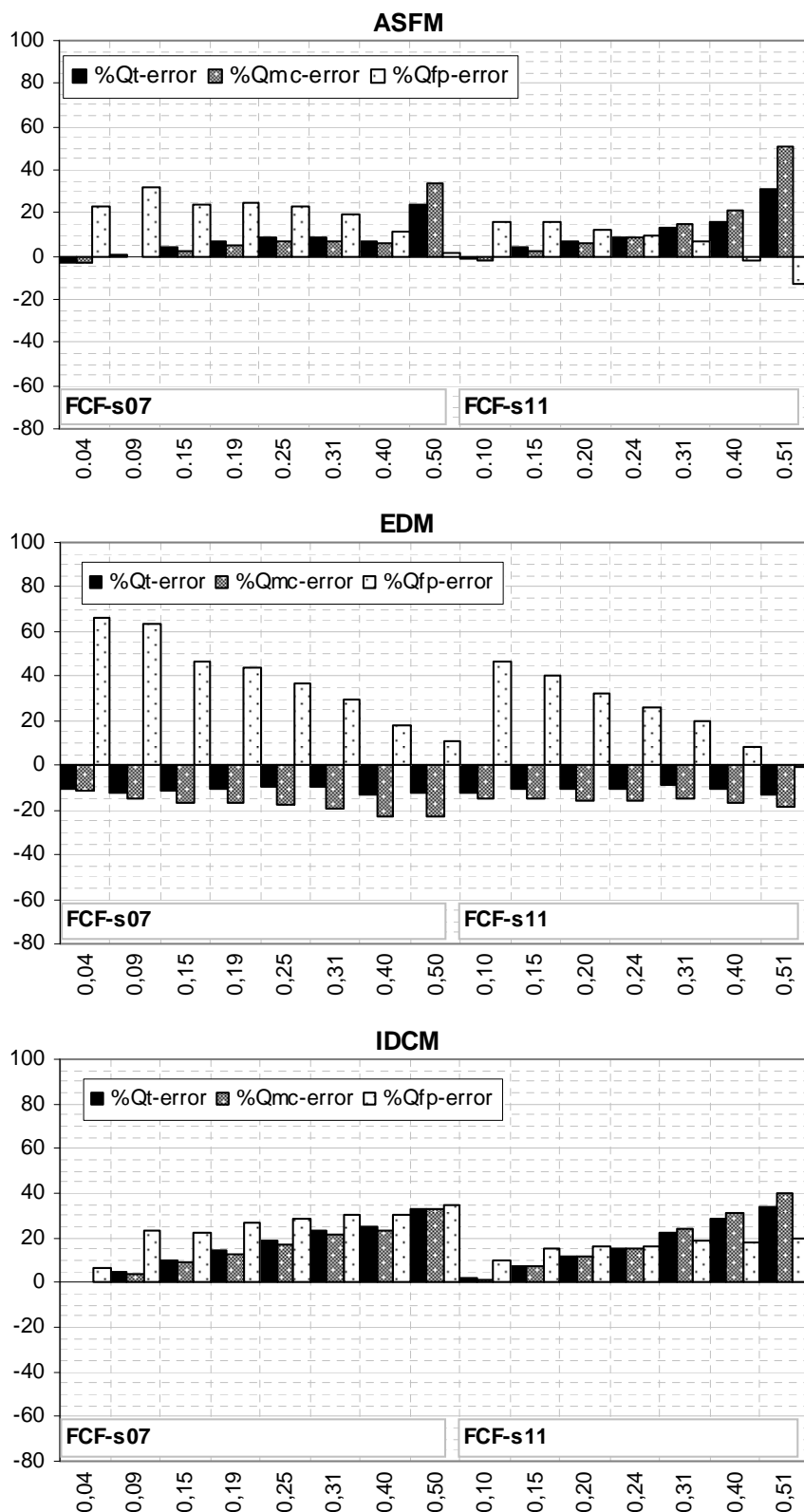


Figura 5.5.5b. Aplicación de los nuevos métodos basados en la interacción entre cauce y llanuras empíricos a datos con llanuras rugosas, FCF-series A. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

En la Tabla 5.5.2 se muestran los errores medios obtenidos para cada serie por cada método, y el error medio total. Se puede observar que el COHM y el WDCM dan los mejores resultados, aunque los otros métodos (ASFM, EDM y IDCM) también mejoran

considerablemente los ajustes obtenidos con los métodos tradicionales (DCM-v y SCM). Los errores obtenidos con los métodos clásicos son inadmisibles. Esto afirma la necesidad de métodos más precisos, sobre todo en los casos en los que las llanuras sean más rugosas que el cauce, tal y como ocurre en la mayoría de los ríos, naturales o encauzados. Todos estos métodos, excepto el IDCM, fueron calibrados para estos datos del FCF por lo que es lógico que se consigan ajustes tan buenos para todos ellos.

Tabla 5.5.2. Errores medios calculados por los nuevos métodos de cálculo en las series del FCF con llanuras rugosas. Comparación con los errores de los métodos tradicionales.

	DCM-v			SCM		
	%Q _{t-mean}	%Q _{mc-mean}	%Q _{fp-mean}	%Q _{t-mean}	%Q _{mc-mean}	%Q _{fp-mean}
Series 07	28.88	33.13	-5.19	-39.70	-56.32	101.35
Series 11	26.79	37.64	-12.19	-38.35	-63.41	275.66
Total:	27.83	35.39	-8.69	-39.03	-59.86	188.51

	COHM			WDCM		
	%Q _{t-mean}	%Q _{mc-mean}	%Q _{fp-mean}	%Q _{t-mean}	%Q _{mc-mean}	%Q _{fp-mean}
Series 07	3.96	4.09	6.26	-4.47	-7.64	15.34
Series 11	3.35	4.09	-8.56	-7.59	-10.02	8.58
Total:	3.65	4.09	-7.41	-6.03	-8.83	11.96

	ASFM			EDM			IDCM		
	%Q _{t-mean}	%Q _{mc-mean}	%Q _{fp-mean}	%Q _{t-mean}	%Q _{mc-mean}	%Q _{fp-mean}	%Q _{t-mean}	%Q _{mc-mean}	%Q _{fp-mean}
Series 07	7.30	7.04	19.95	-11.14	-17.84	39.00	16.10	14.94	25.12
Series 11	11.13	14.59	10.60	-11.21	-16.43	24.50	17.40	11.94	34.21
Total:	9.21	10.81	15.27	-11.17	-17.14	31.75	16.75	13.44	29.66

Otras series de datos con llanuras rugosas, aparte de las del FCF, han sido analizadas en esta tesis. Todas ellas corresponden a canales de pequeña escala y fueron presentadas en el apartado 5.3.3.

En la Fig. 5.5.6a se muestran los resultados obtenidos por los dos métodos empíricos (COHM y WDCM) para las series de Atabay (2001). Se puede observar que en las dos series con mayor diferencia de rugosidad entre el cauce y las llanuras (A-ORH1 y A-ORH2) ambos métodos dan errores en torno al 10% para el caudal total y el caudal del cauce. En las llanuras el error obtenido con el COHM es mayor (20%) mientras que con el WDCM el error es similar al del caudal total. Sin embargo, en los dos casos en los que la rugosidad de las llanuras es más parecida a la del cauce (A-ORH3 y A-ORH4), los errores aumentan, especialmente los del cauce que son mayores del 20% y los de las llanuras, también mayores del 20%. Los dos métodos empíricos usan parámetros que no fueron ajustados para estas series de datos, sin embargo los resultados obtenidos para las series más rugosas en las llanuras (A-ORH1 y A-ORH2) son buenos. Sería de esperar que los dos casos con rugosidades más similares (A-ORH3 y A-ORH4) dieran errores menores pero no es así. La razón puede estar en que en estos dos casos la rugosidad del cauce también aumenta con el calado, circunstancia que no ocurre en ninguno de los casos analizados anteriormente y que no fue analizada en el desarrollo de estos métodos.

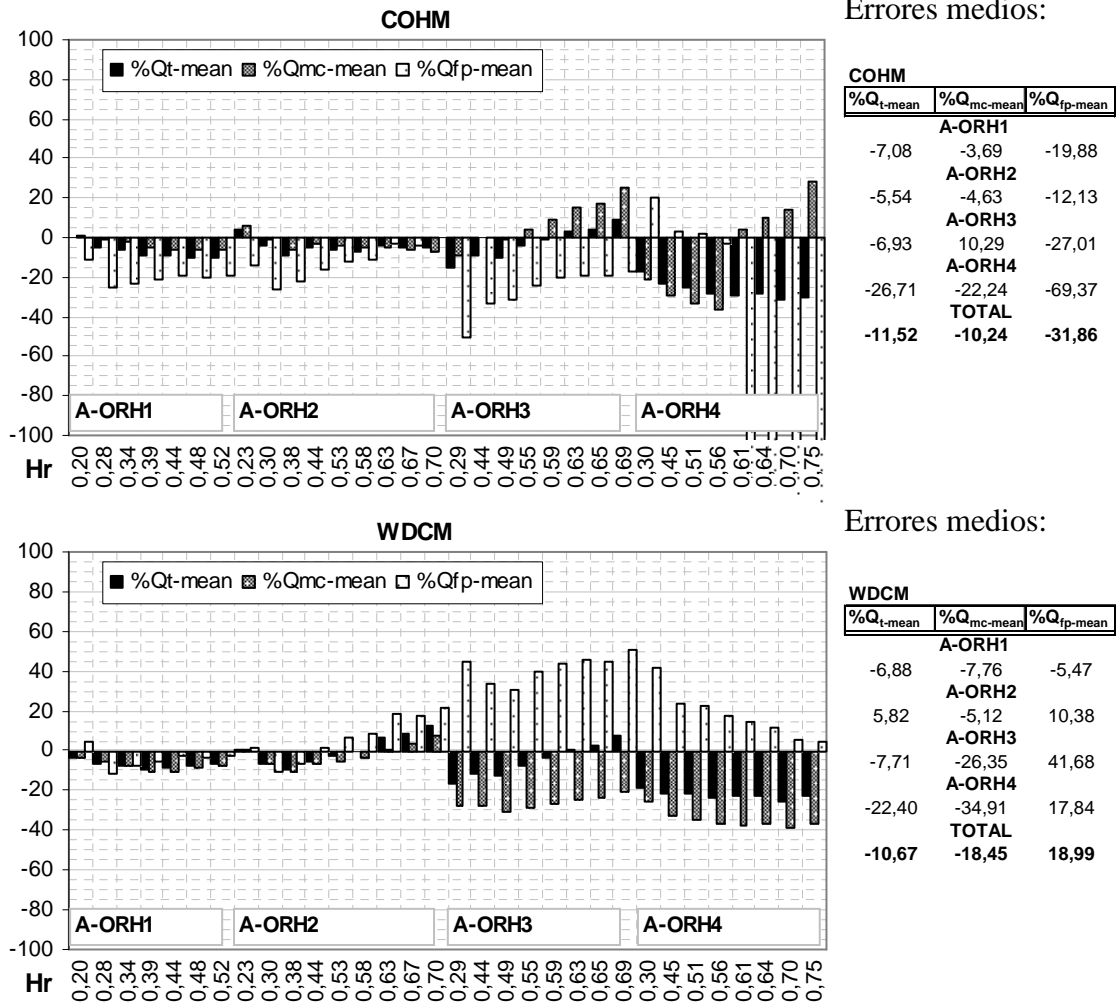
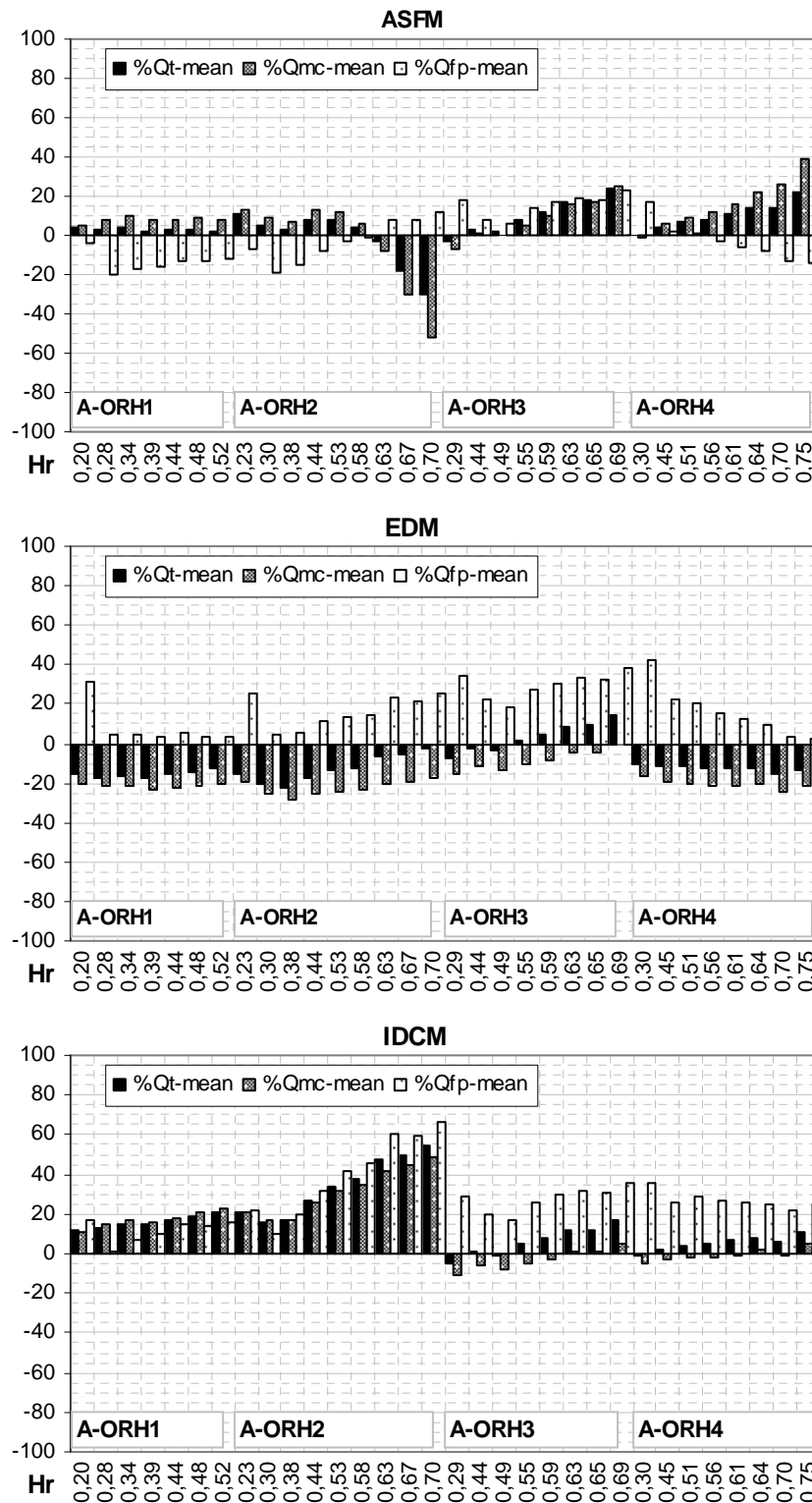


Figura 5.5.6a. Aplicación de los nuevos métodos basados en parámetros empíricos a llanuras rugosas. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

En la Fig. 5.5.6b se muestran los resultados obtenidos por los métodos basados en las tensiones internas del fluido (ASFM, EDM y IDCM) para las mismas series de Atabay (2001). En las dos series con mayor diferencia de rugosidad entre el cauce y las llanuras (A-ORH1 y A-ORH2) el ASFM es el que menores errores da, en el caudal total y del cauce en torno al 10% y en el caudal de las llanuras sobre el 20%. El EDM y el IDCM dan errores para el caudal total y el del cauce cercanos al 20%, el IDCM supera el 40% para el caso más rugoso (A-ORH2), y en las llanuras los errores son similares. Sin embargo, en los dos casos en los que la rugosidad de las llanuras es más parecida a la del cauce (A-ORH3 y A-ORH4), los errores del EDM y del IDCM disminuyen y son incluso menores que los del ASFM, aunque en las llanuras el caudal se sobrestima por encima del 20% mientras que el ASFM mantiene los errores en torno al 10%. En término medio el ASFM da los mejores resultados y el IDCM da errores excesivamente altos, especialmente para los casos con mayor rugosidad.



Errores medios:

ASFM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
A-ORH1		
3,10	8,03	-13,47
A-ORH2		
9,88	16,71	-9,21
A-ORH3		
10,92	10,20	-15,35
A-ORH4		
9,94	16,35	-7,93
8,67	13,09	-11,36

Errores medios:

EDM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
A-ORH1		
-15,47	-21,51	8,00
A-ORH2		
-12,92	-22,53	16,25
A-ORH3		
6,64	-8,73	29,68
A-ORH4		
-12,38	-20,74	16,00
-11,77	-18,41	17,74

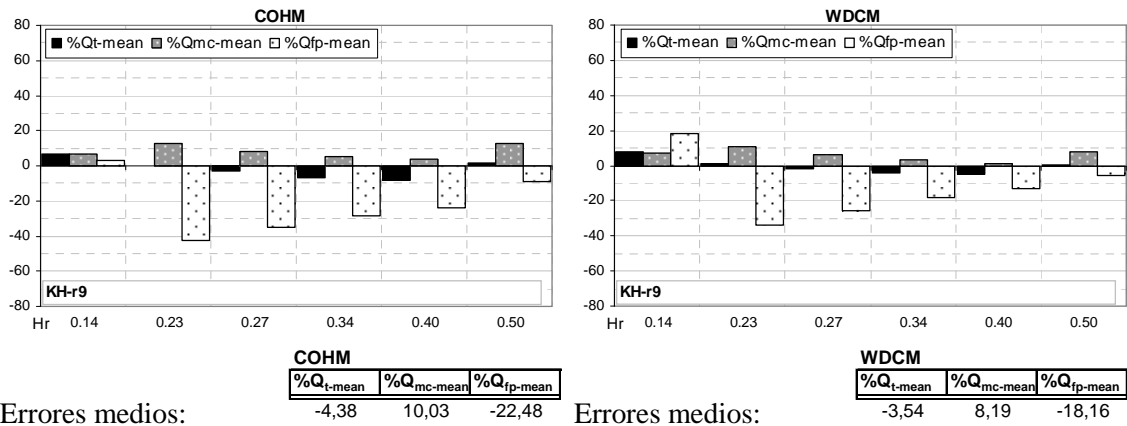
Errores medios:

IDCM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
A-ORH1		
15,60	17,02	11,35
A-ORH2		
33,87	31,22	39,68
A-ORH3		
7,48	-4,91	27,25
A-ORH4		
5,62	-2,46	26,77
16,21	14,35	27,15

Figura 5.5.6b. Aplicación de los nuevos métodos basados en la interacción entre cauce y llanuras empíricos a datos con llanuras rugosas, FCF-series A. Errores (eje-y) en los caudales total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado de las series (eje-x).

En la Fig. 5.5.7a se muestran los resultados obtenidos por los dos métodos empíricos (COHM y WDCM) para la serie KH-r9 de Knight y Hamed (1984) con llanuras rugosas. Se puede observar que ambos métodos dan errores menores del 10% para el

caudal total y para el caudal del cauce. En el caudal de las llanuras, los errores están cerca del 20 % para la mayoría de los calados.

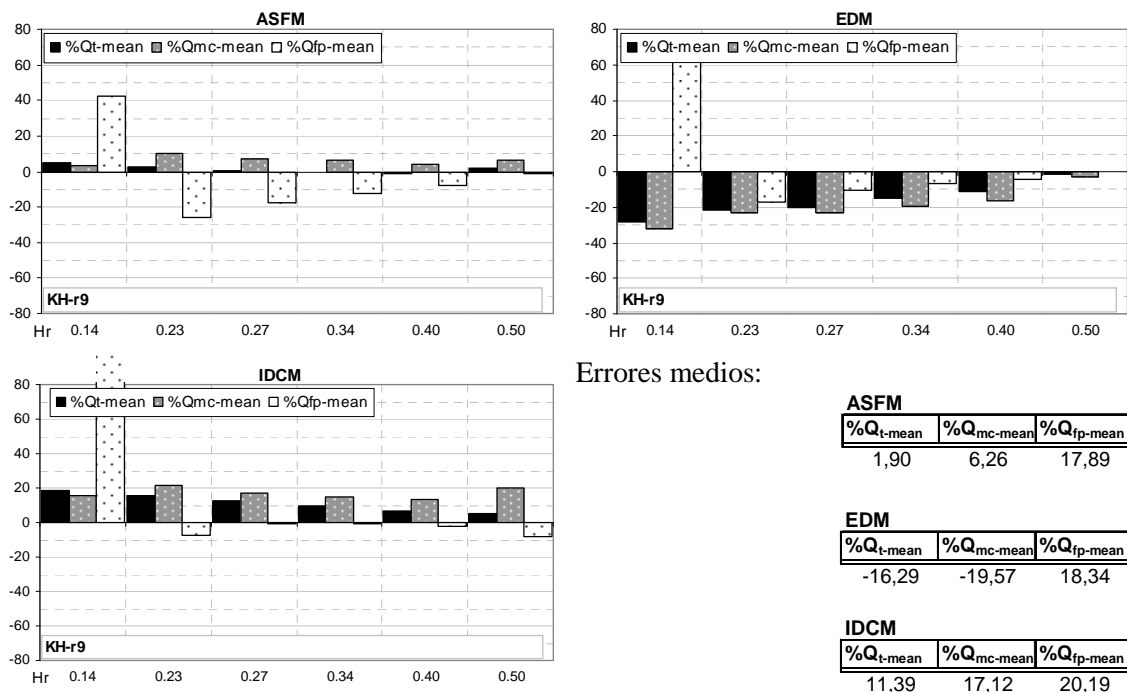


Errores medios:

Errores medios:

Figura 5.5.7a. Aplicación de los nuevos métodos basados en parámetros empíricos a llanuras rugosas, Knight y Hamed (1984). Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

Los métodos que usan la tensión de interacción (ASFM, EDM y IDCM) se comparan con los datos de Knight y Hamed (1984) en la Fig. 5.5.7b. El ASFM obtiene errores menores del 10% para el caudal total y del cauce pero el error en las llanuras está en torno al 20%. Los otros dos métodos (EDM e IDCM) dan errores cercanos al 20% para los caudales total y del cauce mientras que el error de las llanuras es menor del 20% excepto en el calado más pequeño, en el que se supera el 60%.



Errores medios:

Figura 5.5.7b. Aplicación de los nuevos métodos basados en la tensión de interacción a datos con llanuras rugosas, Knight y Hamed (1984). Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

James y Brown (1977) también presentaron medidas de velocidades y caudales en cauces con llanuras rugosas. En la Fig. 5.5.8a se muestran los resultados obtenidos para las tres pendientes de la geometría con rugosidad, J-t13, por los dos métodos empíricos (COHM y WDCM). Se puede observar que ambos métodos dan errores menores del 10% para el caudal total y para el caudal del cauce. Para el caudal de las llanuras los errores del COHM superan el 20% y los del WDCM son menores del 10% excepto para los calados relativos más pequeños.

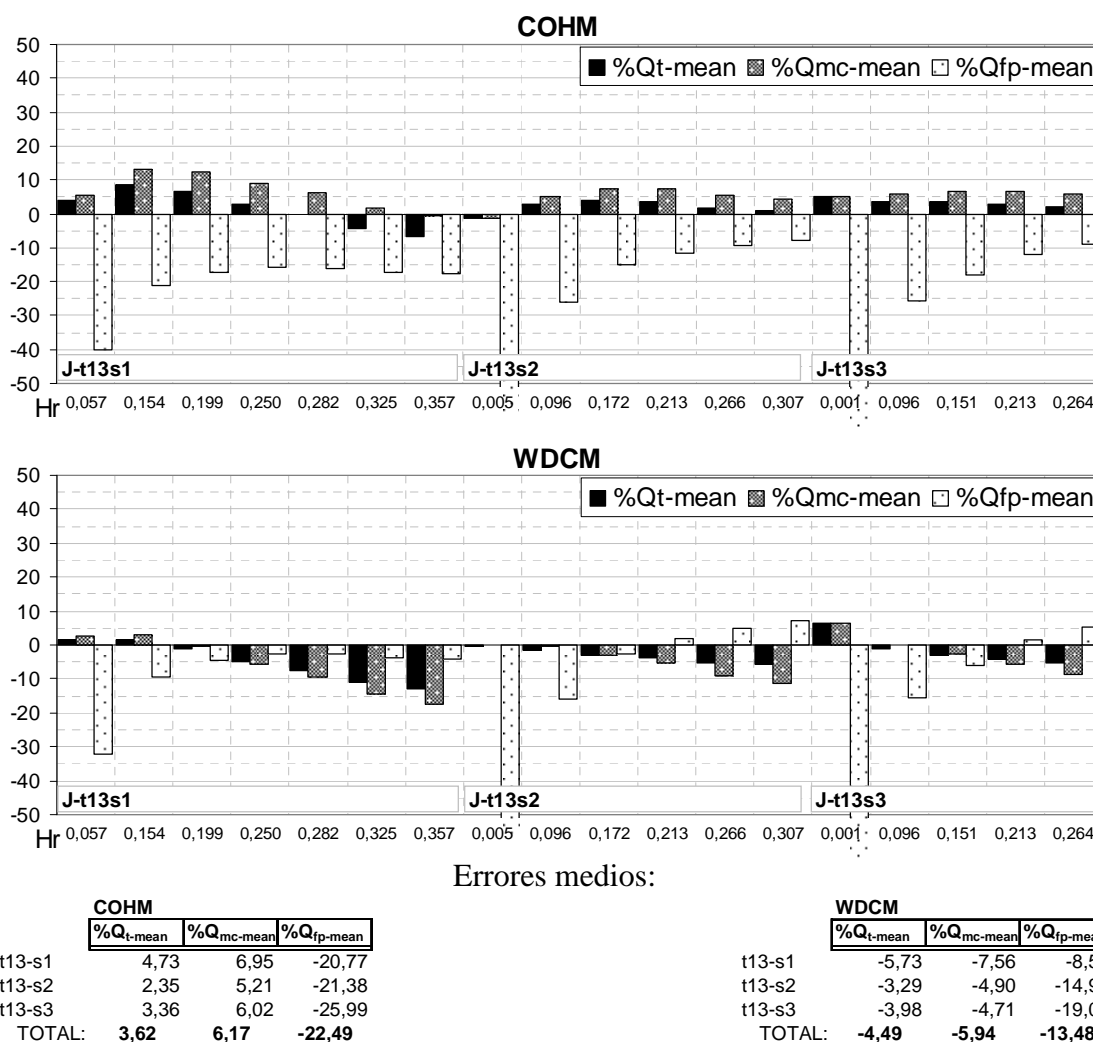
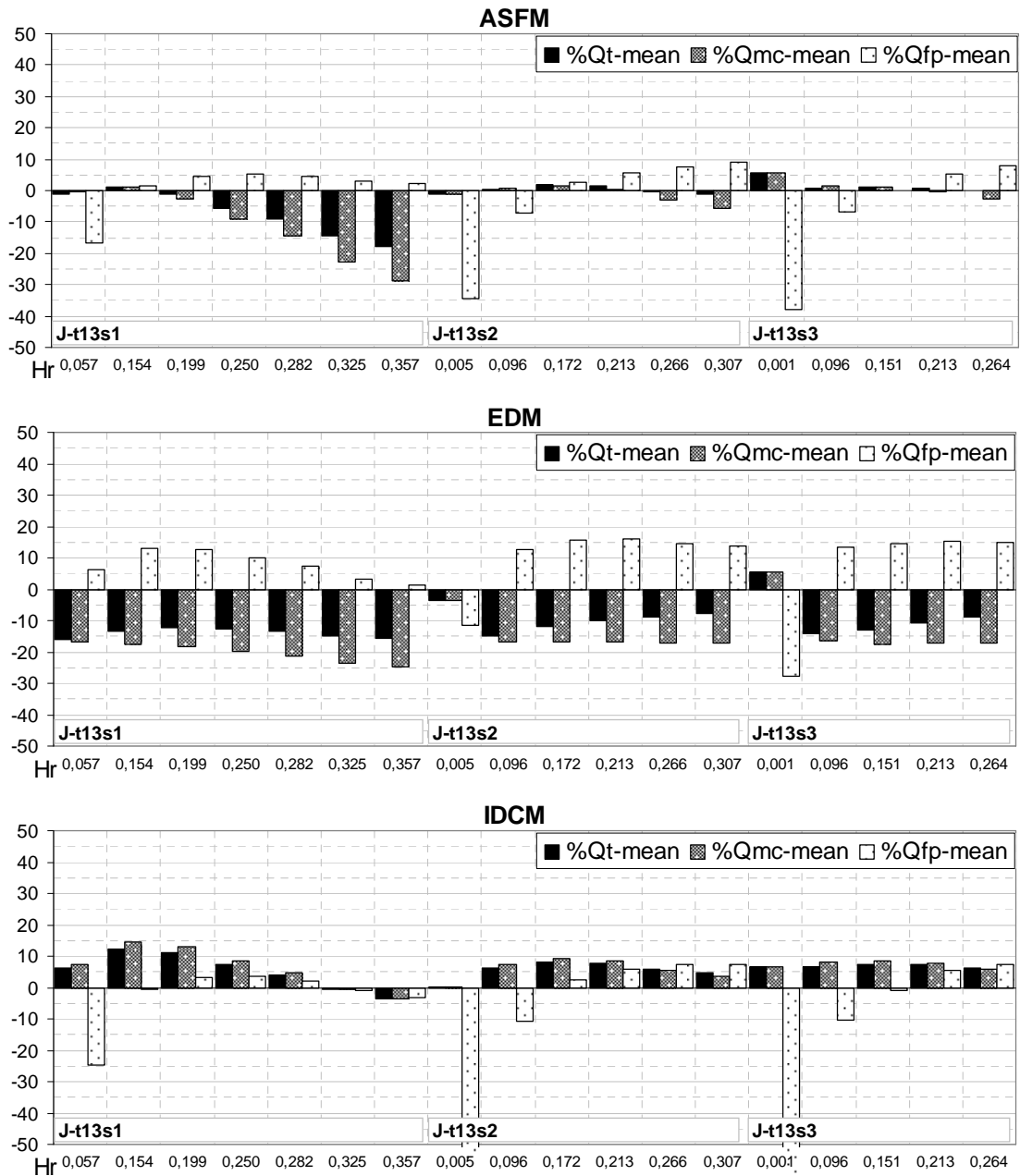


Figura 5.5.8a. Aplicación de los nuevos métodos basados en parámetros empíricos a llanuras rugosas, James y Brown (1977). Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

Los resultados obtenidos con los métodos que usan la tensión de interacción (ASFM, EDM y IDCM) para los datos con llanuras rugosas de James y Brown (1977) se muestran en la Fig. 5.5.8b. El ASFM obtiene errores menores del 10% en los caudales total, del cauce y de la llanura, excepto en algunos calados relativos, especialmente en los mayores de 0.3. El EDM da errores mayores del 10% para todos los caudales, aunque subestima el caudal total, estando del lado de la seguridad. El IDCM da errores menores del 10% para el caudal total y del cauce en todos los calados mientras que el error de las llanuras supera el 60% para los calados más bajos.



Errores medios:

ASFM			EDM			IDCM					
	%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean		%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean		%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
t13-s1	7,18	11,33	5,49	t13-s1	-14,09	-20,38	7,67	t13-s1	6,46	7,44	-5,55
t13-s2	1,04	2,12	-11,15	t13-s2	-9,49	-14,79	14,08	t13-s2	5,52	5,75	-14,62
t13-s3	1,72	2,26	-11,52	t13-s3	-10,49	-14,78	17,25	t13-s3	6,81	7,35	-17,72
TOTAL:	3,77	5,96	-8,93	TOTAL:	-11,68	-17,09	12,37	TOTAL:	6,29	6,91	-11,80

Figura 5.5.8b. Aplicación de los nuevos métodos basados en la tensión de interacción a datos con llanuras rugosas, James y Brown (1977). Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

Una vez analizados todos los casos con llanuras rugosas, canal de gran escala FCF y canales de pequeña escala con rugosidad variable con el calado (Atabay, 2001) y con rugosidad constante (James y Brown, 1977) se puede decir que todos los métodos mejoran los resultados de los métodos tradicionales, incluso para otras series de datos diferentes a aquellas para las que fueron ajustados.

5.4.4. Secciones con cauce móvil y llanuras lisas y rugosas

En el caso de cauce móvil con llanuras lisas se comprobó que los dos métodos tradicionalmente más usados (SCM y DCM-v) daban resultados similares entre sí y más próximos a los datos medidos que en el caso de cauces lisos. Esto se debe a que la mayor rugosidad del cauce hace que las velocidades del flujo en las llanuras sean más parecidas a las del cauce, disminuyendo la interacción entre ambos. Los nuevos métodos desarrollados en los últimos 30 años y analizados en esta tesis no han sido ajustados para datos de cauce móvil, aunque en algunos casos, Cassells et al (2001), Bousmar et al (2006) y Atabay y Knight (2006), han sido aplicados con cierto éxito.

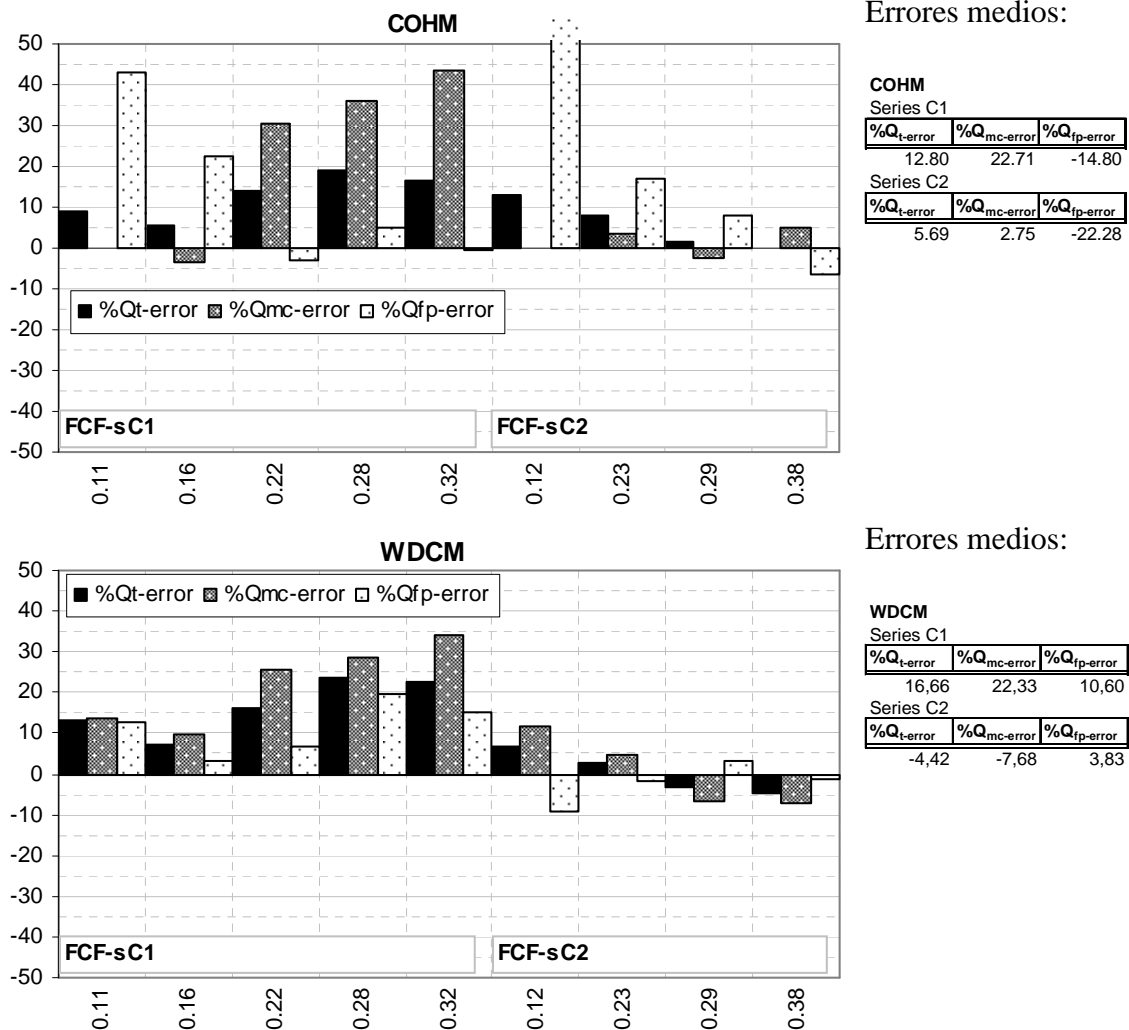
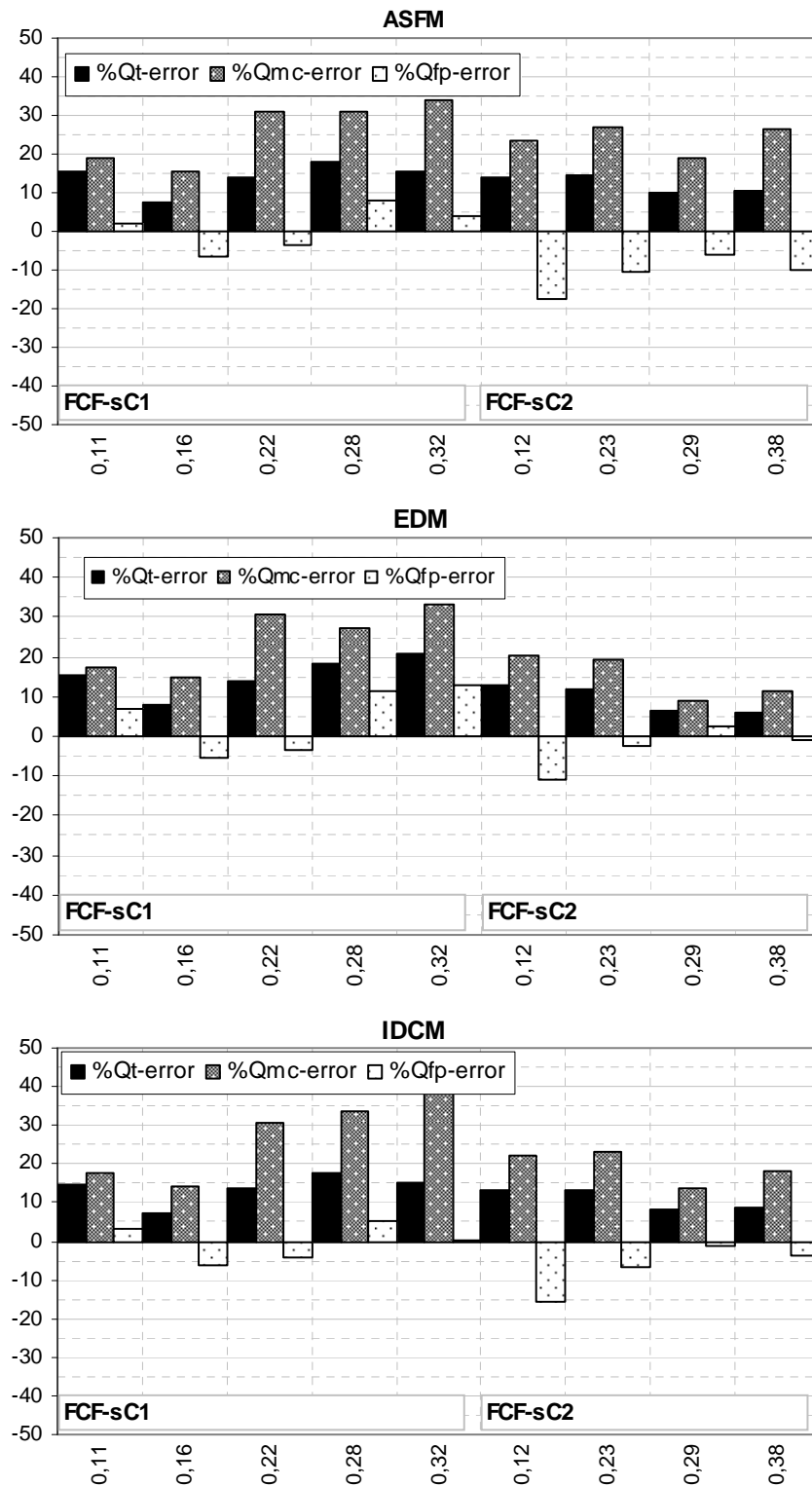


Figura 5.5.9a. Aplicación de los nuevos métodos basados en parámetros empíricos a cauce móvil, FCF-series C. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

En la Fig. 5.5.9a se pueden observar los errores obtenidos al aplicar los métodos empíricos (COHM y WDCM) a los datos del FCF con cauce móvil. En el caso con llanuras lisas, FCF-sCs, el COHM reduce los errores respecto al DCM-v para el caudal total pero los aumenta para los caudales del cauce y de las llanuras. El WDCM, sin embargo, da errores similares al DCM-v, aunque mejora en los calados más pequeños y empeora en los más altos. En el caso de llanuras rugosas, ambos métodos mejoran bastante los resultados del DCM-v, aunque el COHM aumenta el error en las llanuras.



Errores medios:

ASFM

Series C1		
%Qt-error	%Qmc-error	%Qfp-error
14,18	26,04	-4,91
Series C2		
%Qt-error	%Qmc-error	%Qfp-error
12,87	24,07	-9,68

Errores medios:

EDM

Series C1		
%Qt-error	%Qmc-error	%Qfp-error
15,17	24,70	7,91
Series C2		
%Qt-error	%Qmc-error	%Qfp-error
9,45	14,99	-4,32

Errores medios:

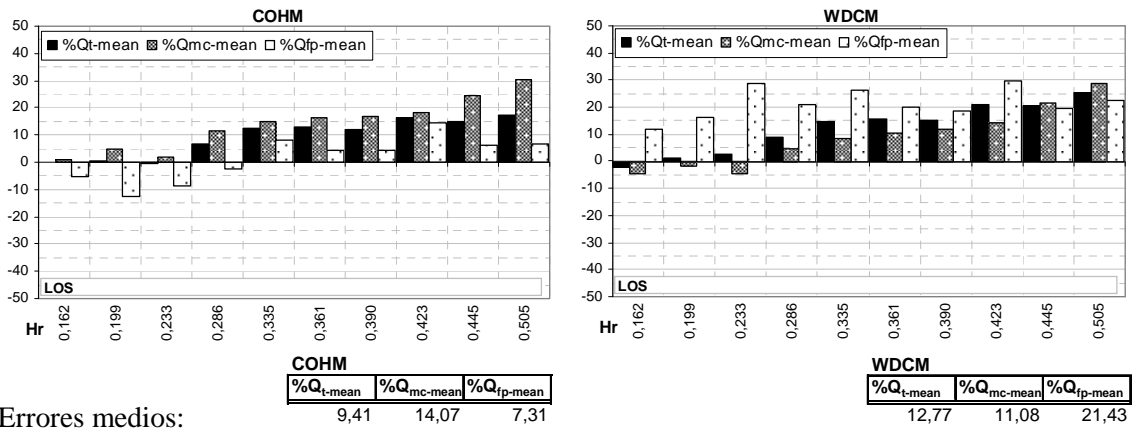
IDCM

Series C1		
%Qt-error	%Qmc-error	%Qfp-error
13,63	27,08	-3,80
Series C2		
%Qt-error	%Qmc-error	%Qfp-error
10,90	19,24	-6,83

Figura 5.5.9b. Aplicación de los nuevos métodos basados en la tensión de interacción a cauce móvil, FCF-series C. Errores (eje-y) en los caudales total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado de las series (eje-x).

Los métodos que usan la tensión de interacción (ASFM, EDM y IDCM) se comparan con los datos del FCF con cauce móvil en la Fig. 5.5.9b. Estos métodos reducen sólo ligeramente el error de los caudales total, del cauce y de las llanuras respecto al DCM-v. El IDCM da los mejores resultados para el caudal total y el caudal de las llanuras en el

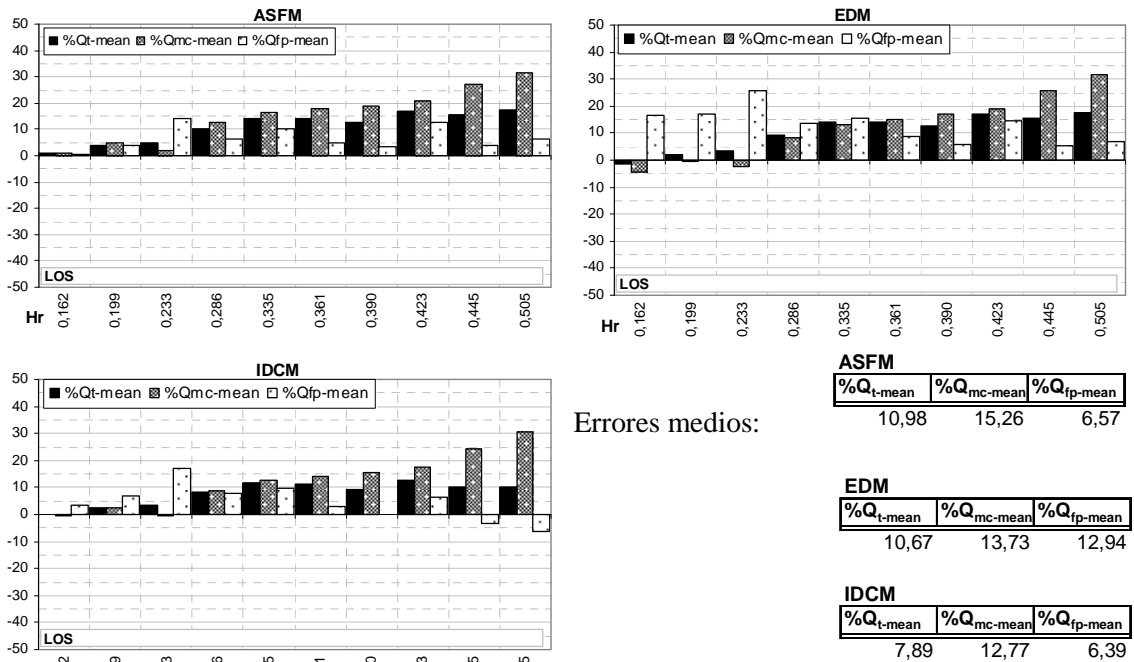
caso de llanuras lisas, mientras que el EDM es el que menores errores da para el caudal del cauce. Cuando las llanuras son rugosas, FCF-sC2, los mejores resultados se obtienen con el EDM para todos los caudales.



Errores medios:

Figura 5.5.10a. Aplicación de los nuevos métodos basados en parámetros empíricos a cauce móvil en pequeña escala con llanuras lisas, Atabay (2001). Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

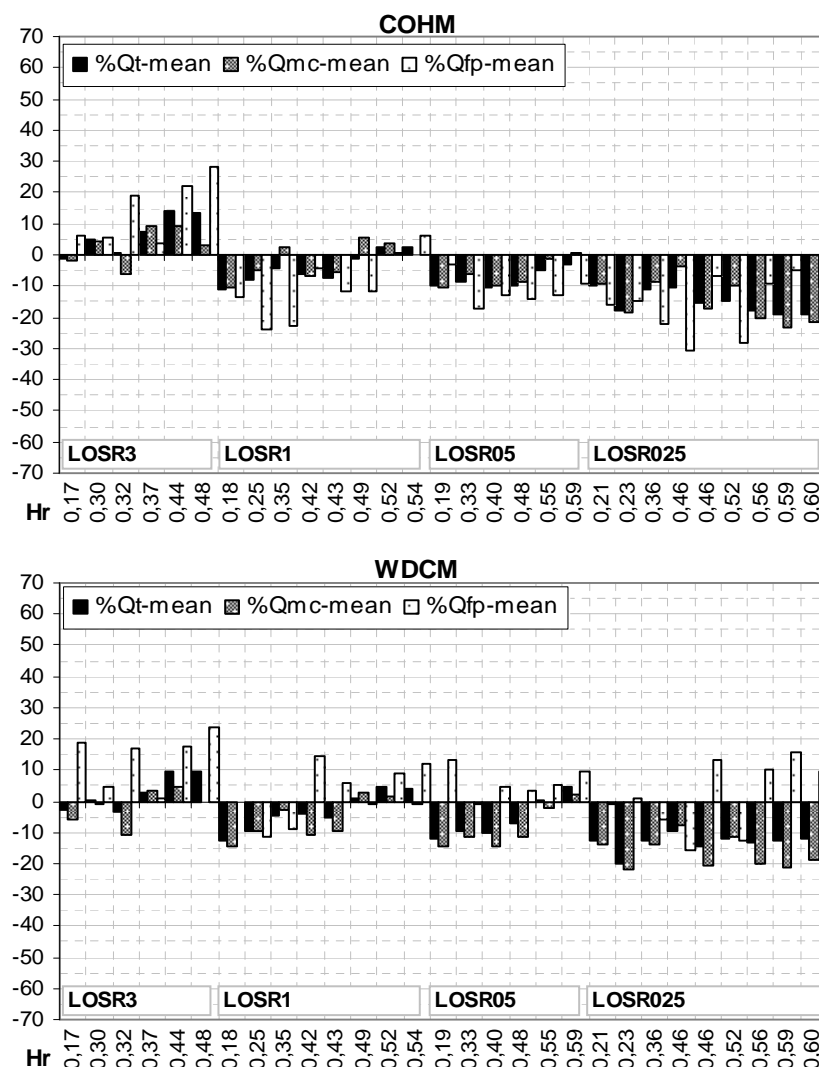
Los resultados obtenidos en el FCF se complementan con los obtenidos para los datos de pequeña escala de Atabay (2001), con llanuras lisas, y para los datos con llanuras rugosas de Tang y Knight (2005). En la Fig. 5.5.10a se muestran los errores obtenidos al aplicar el COHM y el WDCM a los datos de cauce móvil y llanuras lisas de Atabay (2001). Los errores obtenidos con el COHM son ligeramente menores que los que da el DCM-v, pero con el WDCM los errores son un poco mayores. En las llanuras el WDCM sobrestima mucho los caudales, compensándolo con el error en el cauce.



Errores medios:

Figura 5.5.10b. Aplicación de los nuevos métodos basados en la tensión de interacción a cauce móvil en pequeña escala y llanuras lisas, Atabay (2001). Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado (eje-x).

Los resultados obtenidos con los métodos que usan la tensión de interacción (ASFM, EDM y IDCM) se muestran en la Fig. 5.5.10b. Estos tres métodos reducen sólo ligeramente el error de los caudales total, del cauce y de las llanuras respecto al DCM-v. El IDCM da los mejores resultados para todos los caudales, mientras que el ASFM es el peor para los caudales del cauce y el EDM para los caudales de las llanuras.



Errores medios:

COHM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
	LORS3	
6,83	5,64	14,33
	LORS1	
-5,32	4,94	-11,83
	LORS05	
-7,86	-6,11	-11,53
	LORS025	
-15,10	-14,72	-15,94
	total	
-9,19	-8,36	-13,56

Errores medios:

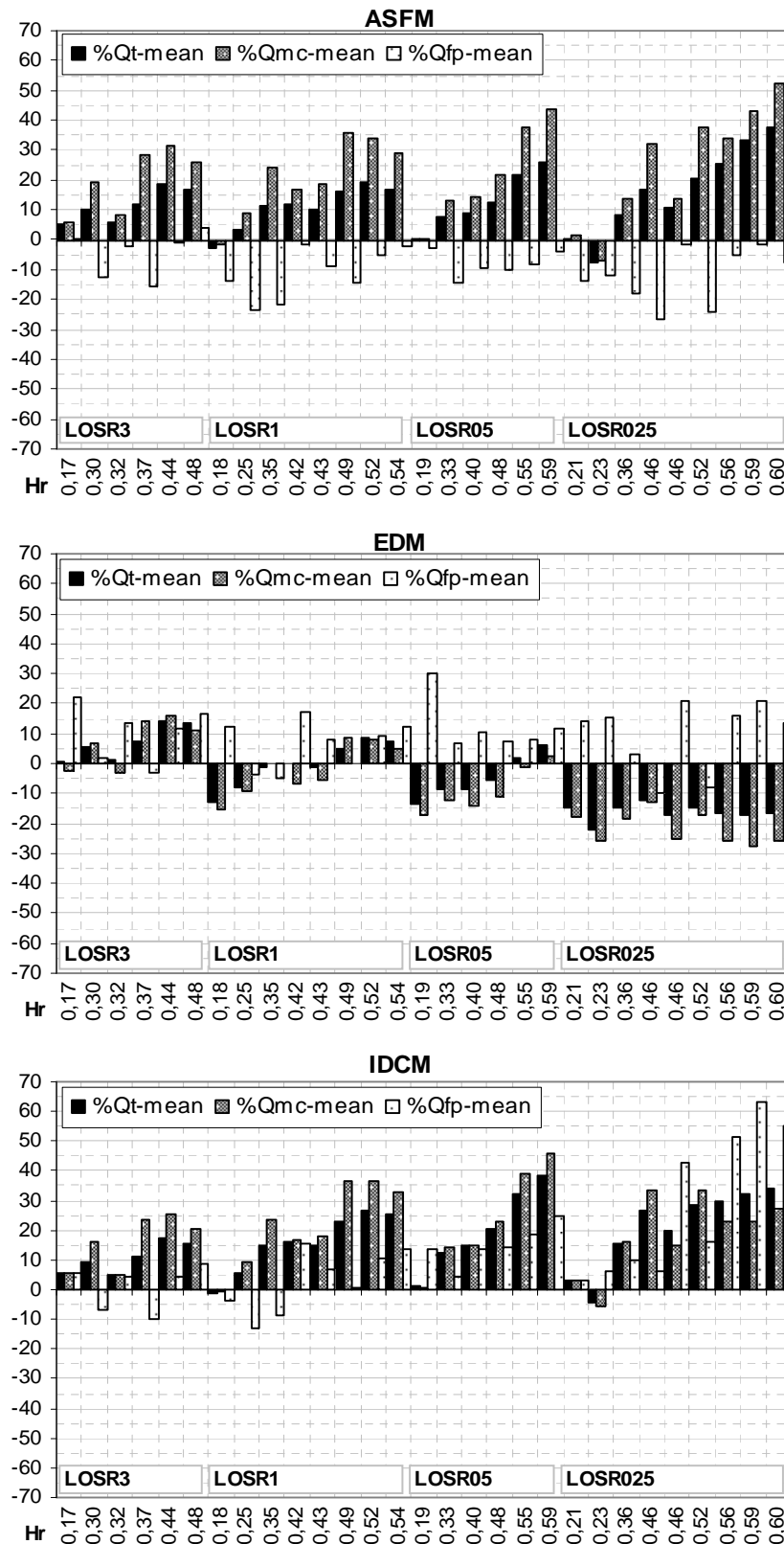
WDCM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
	LORS3	
4,74	4,38	13,79
	LORS1	
-5,74	-6,59	7,74
	LORS05	
-7,40	-9,32	6,16
	LORS025	
-13,28	-16,67	9,39
	total	
-8,22	-9,83	9,18

Figura 5.5.11a. Aplicación de los nuevos métodos basados en parámetros empíricos a cauce móvil en pequeña escala con llanuras lisas, Tang (2005). Errores (eje-y) en los caudales total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado de las series (eje-x).

En la Fig. 5.5.11a se muestran los errores obtenidos al aplicar los métodos con coeficientes empíricos (COHM y WDCM) a los datos de pequeña escala con cauce móvil y llanuras rugosas de Tang y Knight (2005). Los dos métodos reducen bastante los errores obtenidos con el DCM-v. El WDCM da mejores ajustes que el COHM en los caudales total y de las llanuras. Es de destacar que estos métodos no fueron calibrados para estos datos y que se han mantenido los coeficientes definidos originalmente.

Los resultados obtenidos con los métodos ASFM, EDM y IDCM se muestran en la Fig. 5.5.11b. El error de los caudales total, del cauce y de las llanuras se reduce respecto al DCM-v, aunque hay diferencias entre los tres. El EDM da los errores menores en el caudal total y del cauce, en el caudal de las llanuras el ASFM es el que da el menor

error. El IDCM da los errores mayores para el caudal total y el de las llanuras debido probablemente a que este método no ha sido ajustado para llanuras rugosas.



Errores medios:

ASFM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
LORS3		
11,35	19,86	-5,84
LORS1		
11,50	21,11	-11,39
LORS05		
12,97	21,97	-8,17
LORS025		
17,87	26,08	-12,15
total		
13,75	22,57	-9,81

Errores medios:

EDM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
LORS3		
7,06	9,03	11,43
LORS1		
5,63	7,26	-8,45
LORS05		
7,42	9,75	-12,42
LORS025		
16,16	21,97	13,45
total		
9,56	12,71	11,44

Errores medios:

IDCM		
%Qt-mean	%Qmc-mean	%Qfp-mean
LORS3		
10,57	16,03	6,55
LORS1		
15,85	21,75	-9,15
LORS05		
19,82	22,92	-14,85
LORS025		
21,46	20,02	28,06
total		
17,32	20,27	15,66

Figura 5.5.11b. Aplicación de los nuevos métodos de la tensión de interacción a cauce móvil en pequeña escala con llanuras rugosas, Tang (2005). Errores (eje-y) en los caudales total (Qt), del cauce (Qmc) y de las llanuras (Qfp) para cada calado de las series (eje-x).

Estos resultados muestran que aunque los nuevos métodos no han sido ajustados para cauce móvil, el fundamento de todos ellos hace que sean mejores que el DCM-v y el SCM también en estos casos. En el siguiente apartado se comparan los nuevos métodos con datos de los ríos Main y Severn con el fin de confirmar su validez en casos reales.

5.4.5. Ríos con sección compuesta

En el apartado 5.3.5 se presentaron las características de los ríos de los que hay datos disponibles, el río Main y el río Severn, y se mostraron las curvas de calado-caudal de ambos. Se puede observar en esas curvas que a pesar de las diferencias de calado y de rugosidad entre el cauce y las llanuras el DCM-v ofrece un buen ajuste para los dos ríos.

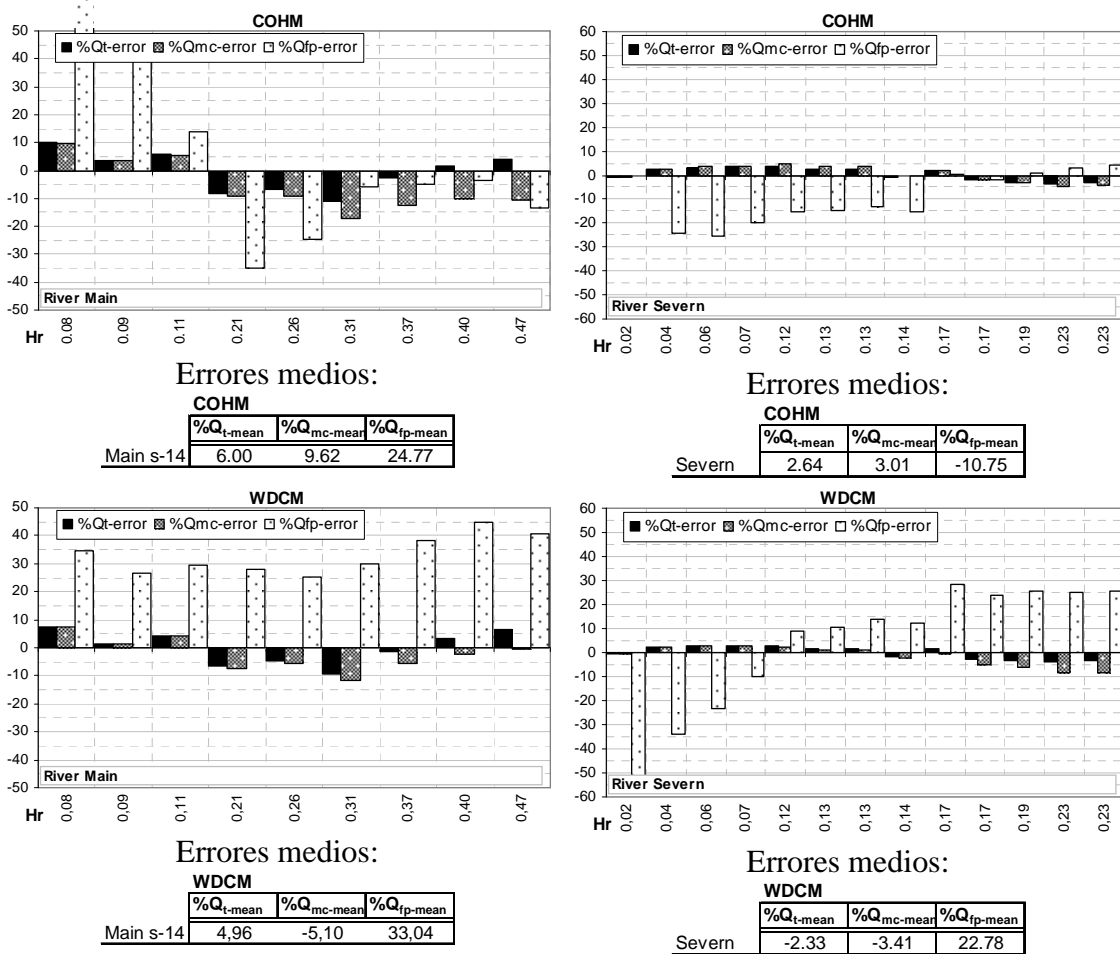


Figura 5.5.12a. Aplicación de los nuevos métodos basados en parámetros empíricos a los ríos Main y Severn. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

Los resultados obtenidos con los nuevos métodos que usan ajustes puramente empíricos (COHM y WDCM) se muestran en la Fig. 5.5.12a para los dos ríos analizados, el río Main y el río Severn. Los dos métodos reducen los errores total y del cauce obtenidos con el DCM-v. Sin embargo, los errores para el caudal de las llanuras son peores, el COHM da errores mayores del 20% en los dos ríos, además en el caso del río Main para los calados pequeños estos errores son positivos y para los calados mayores son negativos. El WDCM, con $\xi = 0.5$, da errores en torno al 30% en las llanuras, en el caso del río Main son siempre positivos y en el caso del río Severn son

negativos para los calados pequeños y positivos para los calados grandes, con $\xi = 0.2$, los errores casi se duplican. Por lo tanto, aunque los métodos mejoran el error en el caudal total, parece que es más debido a una compensación con el error de las llanuras que a un ajuste del caudal del cauce y de las llanuras conjuntamente.

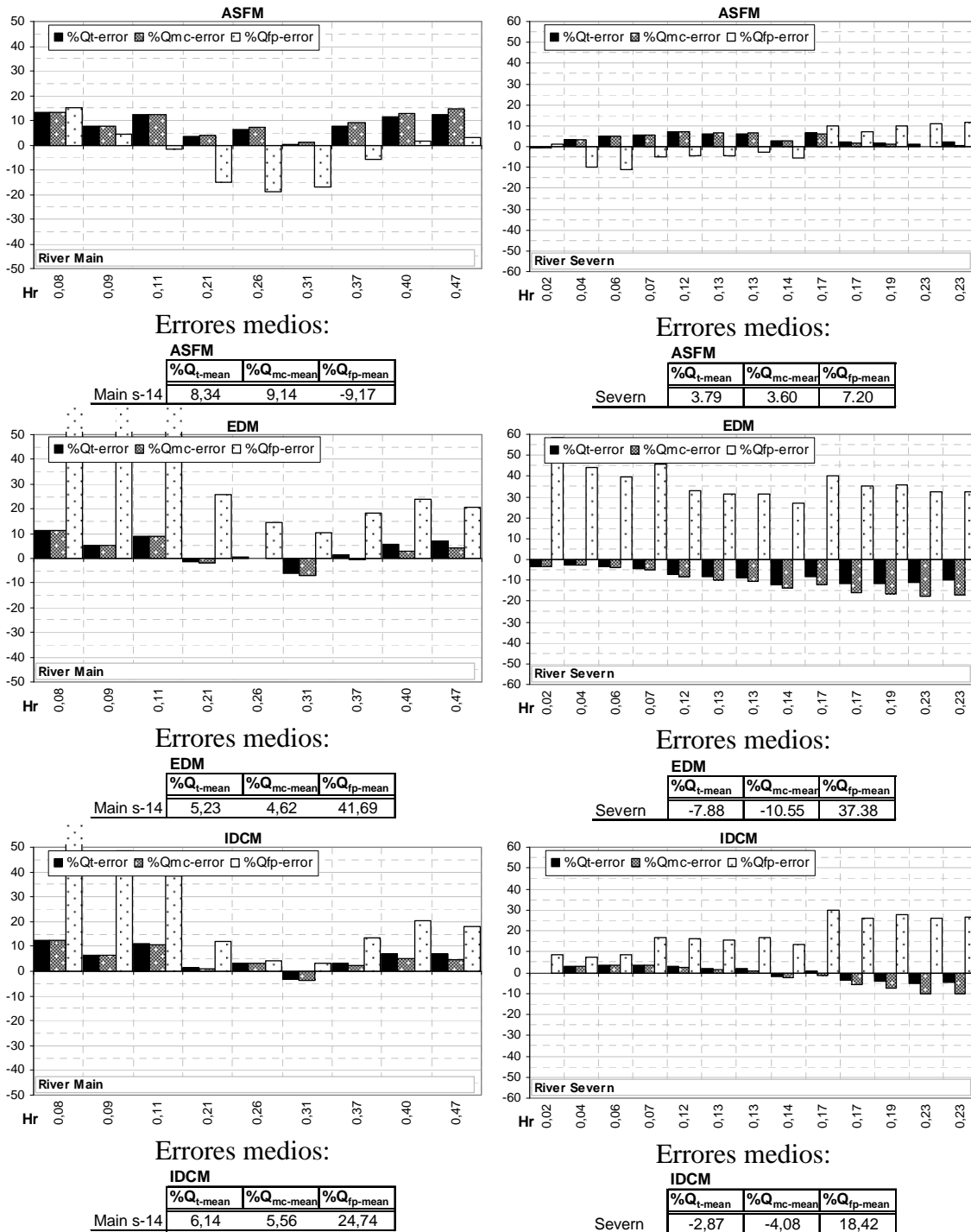


Figura 5.5.12b. Aplicación de los nuevos métodos basados en la tensión de interacción a los ríos Main y Severn. Errores (eje-y) en los caudales total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada calado de las series (eje-x).

En la Fig. 5.5.12b se muestran los resultados obtenidos con los métodos basados en la tensión de interacción (ASFMM, EDM y IDCM). Para el río Main los errores

calculados por los tres métodos en los caudales total y del cauce, son más pequeños que los obtenidos con el DCM-v. En el caudal de las llanuras el ASFM mejora los resultados respecto al DCM-v pero el EDM y el IDCM dan errores mucho más grandes. El método que mejores resultados da es el EDM que sin embargo es el que más error da en el caudal de las llanuras. El ASFM mejora los errores en todos los caudales mientras que el EDM y el IDCM mejoran el caudal total por compensación del caudal de las llanuras. Los errores son mayores en los calados relativos pequeños donde el caudal de las llanuras es menor.

Para el Río Severn los resultados son similares, Fig. 5.5.12b, el ASFM mejora los errores en todos los caudales pero el EDM aumenta el error en las llanuras. El IDCM es el que menor error da en el caudal total y el ASFM el que menores errores da en los caudales de cauce y llanuras. EL EDM da errores mayores que los otros dos métodos pero en el caudal total y del cauce está del lado de la seguridad. Hay que destacar que tanto el EDM como el IDCM fueron desarrollados a partir de datos de laboratorio en canales con cauces y llanuras lisos y no han sido ajustados para los casos con llanuras más rugosas. En el ASFM sin embargo, se ha aplicado una fórmula de la tensión aparente de corte que ha sido ajustada para un espectro más amplio de rugosidades.

Es importante decir que en estos dos casos es posible una cierta incertidumbre en los datos de los caudales, especialmente en las llanuras donde los errores se magnifican por el menor caudal. Esta incertidumbre puede explicar el error tan grande obtenido con el DCM-v en el caudal de las llanuras para los calados relativos pequeños del río Severn. Si comparamos estos errores con los obtenidos en las series del FCF, tanto con llanuras lisas como rugosas y donde los datos de caudales son de gran calidad, se encuentran grandes discrepancias. Aun así, los resultados obtenidos con los nuevos métodos permiten confirmar que en el caudal total y en el caudal del cauce ofrecen grandes ventajas.

5.4.6. Resumen de resultados y conclusiones

Los resultados obtenidos con los nuevos métodos de cálculo analizados han demostrado que aunque en general estos métodos mejoran los resultados de los métodos tradicionales, SCM y DCM-v, en ciertos casos cada método podría no ser aplicable por dar todavía errores grandes. Estos errores son sobre todo debidos a una compensación de errores entre el cauce y las llanuras. A continuación se resumen los principales resultados prestando más atención a cuáles son las posibles deficiencias de los métodos en cada caso que a cuál es el mejor, con el fin de analizar cómo fallan los métodos en cada caso para proponer posibles mejoras a cada uno. En cada resultado se incluyen las principales referencias que apoyan estas conclusiones y en su caso la justificación de los resultados originales de esta tesis:

- Cauce liso y llanuras lisas: El COHM es el que mejor ajusta en todos los caudales. El EDM da errores en el caudal de las llanuras demasiado grandes (>20%).
- Cauce liso con llanuras rugosas: El COHM es el que da menores errores en los datos del FCF pero en los datos de pequeña escala es el ASFM el que mejor ajusta. EL IDCM da errores muy grandes para el caudal total (>15%) y para el caudal de las llanuras (>20%). El EDCM da buenos resultados para el caudal

total pero es por compensación de errores entre el caudal del cauce y el de las llanuras, con errores mayores del 15% de éste último.

- Cauce móvil y llanuras lisas: Ninguno de los métodos mejora sustancialmente los resultados dados por el DCM-v, debido a que la interacción entre cauce y llanura en este caso es pequeña.
- Cauce móvil y llanuras rugosas: en el caso del FCF el método que da los errores más pequeños es el WDCM. El COHM da buenos resultados en el caudal total y del cauce pero sobrestima el de las llanuras más de un 20%. EL EDM es el mejor de los métodos basados en el equilibrio de fuerzas. En el canal de pequeña escala de Tang y Knight (2005) el mejor método es también el WDCM. El IDCM da errores mayores del 15% en el caudal total.
- Ríos: El ASFM es el que da los mejores resultados. Los demás métodos dan errores demasiado grandes en las llanuras, mayores del 20%. En el caudal total y en el del cauce el COHM y el WDCM dan errores un poco más pequeños que el ASFM pero fallan en el caudal de las llanuras.
- La media de los errores para todos los datos analizados (354 en total) se puede ver en la Fig. 5.5.13. El método que menor error medio da para el caudal total es el COHM y el que menores errores da en los caudales zonales de cauce y llanuras es el ASFM.

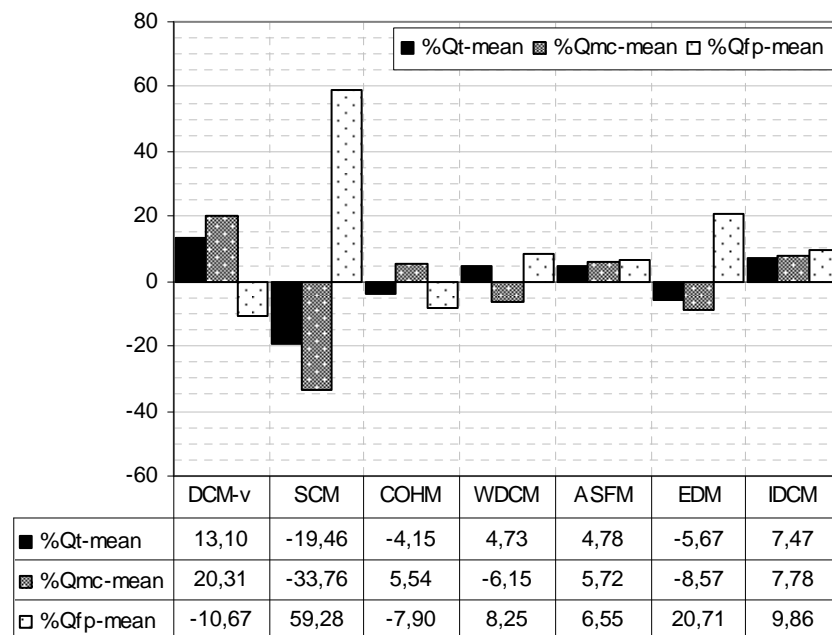


Figura 5.5.13 Errores medios obtenidos con todos los métodos analizados. Error (eje-y) en el caudal total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada método (eje-x).

- Si se separan los casos en que las llanuras son igual de rugosas que el cauce (216 datos) de los casos en que son más rugosas (138 datos), que es lo normal en los ríos naturales, los errores medios muestran que cuando las llanuras son rugosas el WDCM es el mejor en el caudal total y el ASFM es el mejor en el reparto de caudales, ver Fig. 5.5.14. De los métodos basados en la tensión de interacción el mejor en todos los caudales es el ASFM. Cuando las llanuras son igual de rugosas que el cauce el error medio es menor del 7% en todos los métodos nuevos excepto en el EDM que da un error medio en las llanuras casi del 20%, ver Fig. 5.5.14.

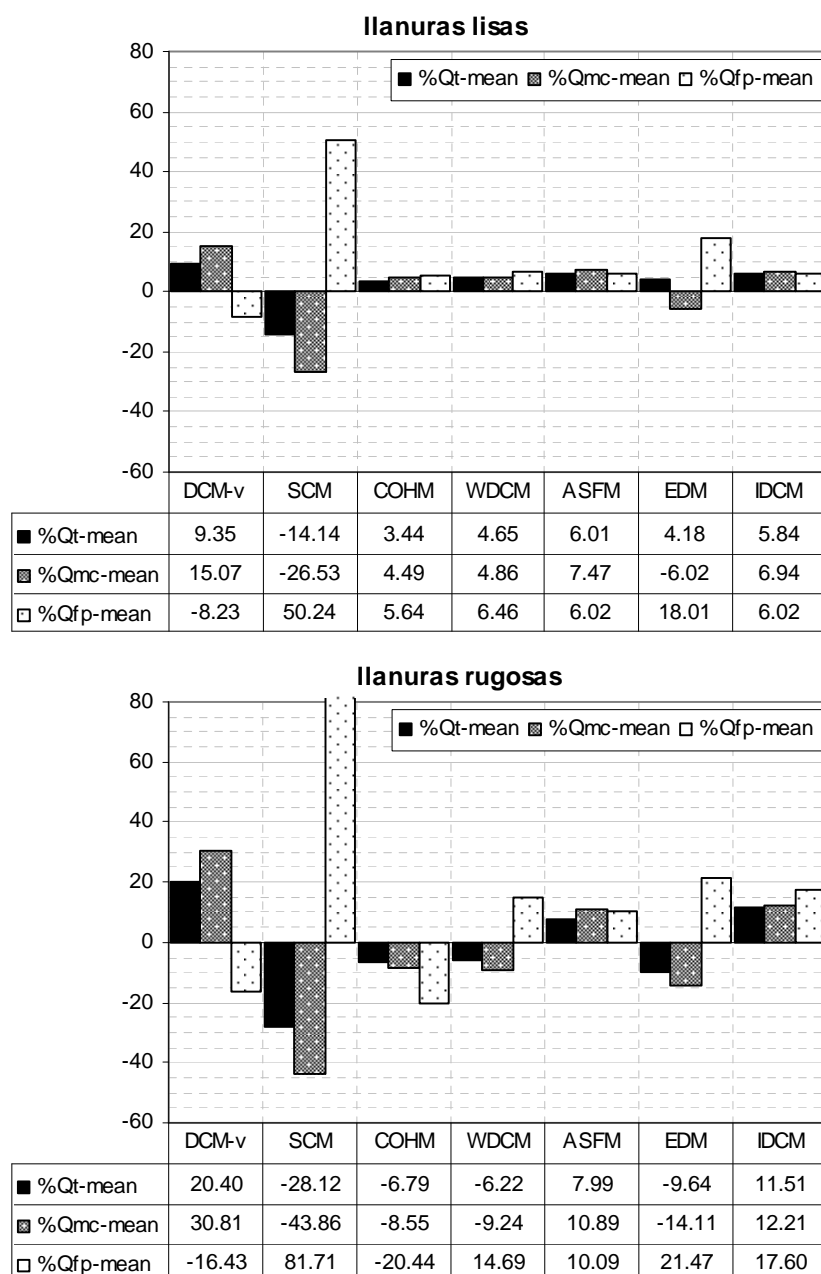


Figura 5.5.14. Errores medios obtenidos para los casos con llanuras lisas y rugosas por separado, con todos los métodos analizados. Error (eje-y) en el caudal total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada método (eje-x).

5.5. Mejoras propuestas en los nuevos métodos.

Del análisis de los resultados de la sección anterior se pueden extraer varias ideas que permiten mejorar los nuevos métodos de cálculo. En primer lugar se debe analizar qué métodos se pueden mejorar fácilmente y si merece la pena mejorarlos:

- El COHM es el método más difícil de aplicar porque usa varios coeficientes empíricos sin significado físico. En el caso de llanuras lisas no merece la pena intentar ninguna mejora porque da resultados muy buenos pero en el caso de llanuras rugosas los errores aumentan, especialmente en las llanuras.

- El WDCM se ha mejorado por Atabay y Knight (2006) en los casos con llanuras lisas y no merece la pena intentar reducir más los errores porque son pequeños. En los casos con llanuras rugosas los errores aumentan en los caudales de cauce y llanuras y se puede intentar encontrar una relación entre el parámetro empírico y la relación de rugosidades.
- El ASFM tiene también poco margen de mejora debido a que la tensión aparente de corte ya ha sido ajustada para un amplio espectro de casos. Aún así se puede ver que este método siempre sobrestima el caudal del cauce y con ello en caudal total. Por tanto, como consejo práctico se propone aumentar el coeficiente de la tensión para reducir estos errores, intentando no aumentar los de las llanuras.
- El EDM es necesario mejorarlo en cuanto al caudal de las llanuras. En todos los casos analizados el error en las llanuras supera el 20%. Además en el caso de llanuras rugosas los errores del cauce y totales también superan el 10%. El problema es que es difícil de formular y los valores de la tensión obtenidos por Bousmar y Zech (1999) no parecen seguir ninguna tendencia.
- El IDCM da errores mayores del 10% en los casos de llanuras rugosas. Este método no fue ajustado para estos casos y parece necesario estudiar la variación de la tensión de interacción con la rugosidad de las llanuras.

Las mejoras propuestas a los nuevos métodos se presentan a continuación.

COHM

Para éste método no se proponen mejoras debido a que es difícil de aplicar y al carácter puramente empírico del mismo.

WDCM

Con el fin de mejorar este método se ha analizado la variación del coeficiente de promedio ξ con la rugosidad de las llanuras. Se propone pues encontrar una relación del tipo:

$$\xi = f(n_f, n_c) \quad (5.5.1)$$

que reduzca los errores obtenidos con $\xi = 0.2$, que es el valor usado con llanuras rugosas, y que además cumpla que $\xi = 0.5$ para $n_f = n_c$. La siguiente expresión cumple esta última condición:

$$\xi = \frac{n_c}{(n_c + n_f)} \quad (5.5.2)$$

y además en las series rugosas del FCF esta expresión mejora los resultados respecto al valor $\xi = 0.2$ que fue calibrado para esas series.

EDM

Se ha podido comprobar que a pesar de los buenos resultados que se obtienen con el EDM para el caudal total y del cauce, no ocurre lo mismo en los caudales de las llanuras. Estos caudales son sobrestimados por el DCM en más del 20% de media. Se propone, pues, una corrección que reduce el valor del caudal de las llanuras y que

además reduce los errores en los otros caudales. Esta corrección está basada en la fórmula que calcula el caudal de las llanuras; el método original propone las Ecs. (5.4.20) y (5.4.21) para el cálculo del caudal de cauce y llanuras por separado y del caudal total como suma de ambos. La modificación propuesta mantiene la fórmula anterior para $i = 2$ que corresponde al cauce pero cambia el denominador de S_f para las llanuras, $i = 1, 3$, con los coefs. χ_i divididos por 2, quedando en estos casos:

$$Q_f = Q_1 + Q_3 = K_1 S_{f1}^{1/2} + K_3 S_{f3}^{1/2} = K_1 \left(\frac{S_e}{1 + \chi_1/2} \right)^{1/2} + K_3 \left(\frac{S_e}{1 + \chi_3/2} \right)^{1/2} \quad (5.5.3)$$

Con esta ecuación se reduce el error de las llanuras pero aumenta el de cauce y el total. Para reducir los errores hay que ajustar el coeficiente ψ^f , que para los datos del FCF queda como $\psi^f = 0.1$, mejorando los resultados en todos los caudales. Este coeficiente se ha aplicado también al resto de datos obteniéndose mejores resultados tanto en el caudal de las llanuras como en los totales y del cauce.

IDCM

A partir de los valores del coeficiente de interacción, calibrados por Huthoff et al (2008) para cada serie de datos analizada, se ha podido encontrar una relación entre el valor calibrado y la relación de anchos entre la llanura y el cauce, ver Fig. 5.5.15.

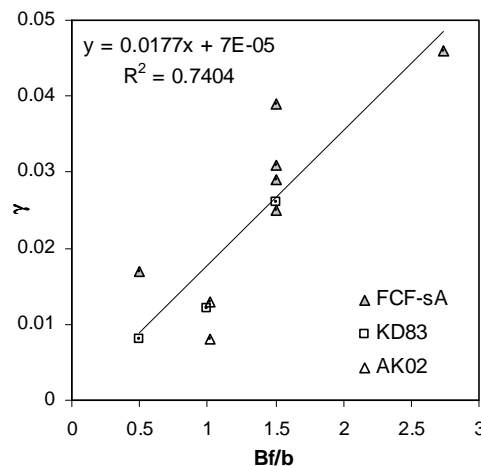


Figura 5.5.14. Correlación del coeficiente de interacción con la relación de anchos entre la llanura y el cauce.

Una vez demostrada la relación entre el coeficiente de interacción y la relación de anchos, se ha sustituido el valor del coeficiente de interacción dado por Huthoff et al (2008) por la Ec. 5.5.4.

$$\gamma = 0.018 \frac{W_{fp}}{W_{mc}} \quad (5.5.4)$$

Todas estas mejoras de los métodos (WDCM, EDM y IDCM) se han aplicado a los datos analizados en el apartado anterior, obteniéndose los errores que se muestran en la Figura 5.5.15.

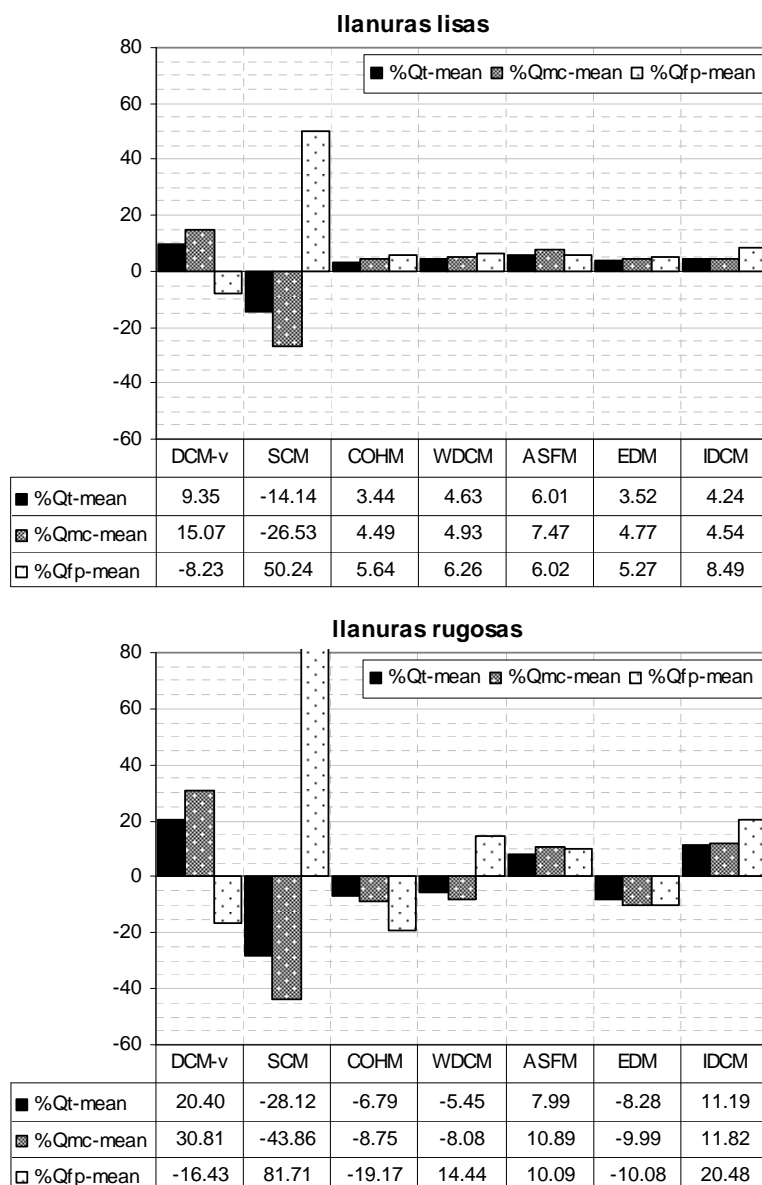


Figura 5.5.15. Errores medios obtenidos para los casos con llanuras lisas y rugosas por separado, con todos los métodos analizados. Error (eje-y) en el caudal total (Q_t), del cauce (Q_{mc}) y de las llanuras (Q_{fp}) para cada método (eje-x).

Las mejoras propuestas reducen los errores medios tanto en llanuras lisas como en llanuras rugosas, especialmente en el EDM. Aún así las mejoras no presentan grandes ventajas respecto del ASFM, que es el que mejores resultados da en los casos con llanuras rugosas y en los ríos naturales. El WDCM, aunque más generalizable, mantiene errores grandes en las llanuras y el IDCM mejora los resultados en llanuras lisas pero no en rugosas. Por lo tanto el ASFM y el EDMmod se muestran como los métodos que mejores resultados dan en los cauces con llanuras más rugosas que el cauce, manteniendo errores pequeños en los casos con llanuras lisas. La ventaja del ASFM es la sencillez de cálculo, aunque requiere diferentes formulaciones según la escala, las ventajas del EDM es que a pesar de la complejidad computacional el coeficiente de interacción vale para todos los casos y además está más del lado de la seguridad.

6. MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA ESTIMAR LA TENSIÓN APARENTE DE CORTE

6.1. Introducción

Desde los primeros estudios sobre la tensión aparente corte en cauces compuestos, ésta se ha estimado a partir de las tensiones de fondo obtenidas con tubo de Preston (tubo de Pitot) en cauce y llanuras. Estas tensiones de fondo se pueden evaluar con el método de Patel, que transforma los datos de velocidades en tensiones de fondo. Aplicando la ecuación de equilibrio de fuerzas en el cauce o en las llanuras separadamente se obtiene la tensión aparente de corte en la línea vertical de separación. En este trabajo se han empleado, además de este método, otros dos basados en la misma metodología experimental. El segundo usa también los valores de las tensiones de fondo, pero en este caso se estiman a partir del perfil vertical de velocidades. El tercer método es el propuesto por **Wu y Rajaratnam (2000)** para canales rugosos. El canal en el que se han realizado las medidas es un canal de sección compuesta, con un cauce principal trapecial y dos llanuras simétricas de la misma rugosidad que el cauce.

6.2. Descripción del canal. Geometría y plan de ensayos

Los ensayos se han realizado en el Canal Veiga da Cunha (CVC), instalado en el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil (LNEC) de Lisboa. Es un canal de 2,0 m de anchura y 12,0 m de longitud total, donde los dos primeros metros corresponden a la zona de entrada del agua, Fig. 6.2.1a, los 9 m siguientes son la longitud de desarrollo y de medidas, y el último metro es la zona de vertido de la compuerta vertical, Fig. 6.2.1c. El caudal se suministra desde un depósito superior a nivel constante, permitiendo un control preciso del caudal independiente de las bombas. El caudal máximo disponible es de 200 l/s y entra en el canal por medio de dos tuberías independientes, una dirigida al cauce principal y la otra a las llanuras. El caudal de cada una de las tuberías se controla por medio de sendos caudalímetros electromagnéticos. Las entradas de las tuberías en el canal están situadas a diferentes alturas, separadas por un suelo que evita la mezcla del caudal del cauce y de las llanuras. Ambas entradas están centradas, permitiendo un reparto igual del caudal entre las dos llanuras. Además se han dispuesto ladrillos y tubos para tratar que la velocidad sea paralela a las paredes en la sección de entrada. Unas planchas de poliestireno usadas como tranquilizadores permiten amortiguar las oscilaciones del nivel de agua en la entrada. Se usa un carro de medida que se mueve en toda la longitud del canal para tomar las medidas en la sección elegida. La posición en la dirección transversal se ajusta con una regla metálica colocada en un eje del carro.



Figura 6.2.1. a) Entrada separada en cauce y llanuras, b) longitud de desarrollo y c) vertido sobre compuerta.

En el canal se ha construido una sección compuesta con un cauce principal y dos llanuras simétricas (Figura 6.2.2). La geometría del cauce principal es trapezoidal, con un ancho de fondo (b) de 0,40 m y una altura (h) de 0,10 m, las márgenes tienen un talud 1H:1V (45°), lo que da un ancho total en superficie de 0,60 m. Las llanuras son rectangulares, con un ancho (B_f) de 0,70 m cada una. La pendiente longitudinal media del fondo del cauce y de las llanuras es de $1,17 \times 10^{-3}$ m/m.

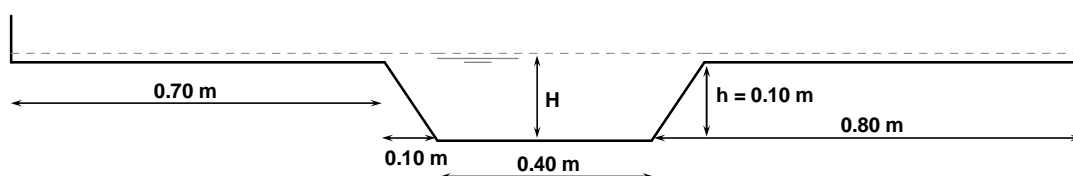


Figura 6.2.2. Sección compuesta simétrica del canal de ensayos CVC. La línea discontinua indica el mínimo nivel de agua estudiado ($H = 0,12$ m) y el límite superior de la pared lateral el máximo ($H = 0,16$ m).

El canal de ensayos CVC es de unas dimensiones similares a otros canales pequeños analizados en esta tesis (James y Brown, 1977, Wormleaton et al, 1982, Knight and Demetriou, 1983, Prinos y Townsend, 1984, y Atabay et al, 2005) y por lo tanto un orden de magnitud más pequeño que el gran canal FCF de Wallingford HR. En la Tabla 6.2.1 se muestran las características geométricas y de rugosidad de los experimentos desarrollados en el CVC, y en la Figura 6.2.3 se pueden observar las dimensiones del canal en comparación con las del FCF.

Tabla 6.2.1. Parámetros principales de los ensayos. Dimensiones en metros.

Canal	Serie ref.	h/b	B/b	Forma del Cauce (pendiente márgen-s)	Rugosidad Llanuras (n_f)	Ancho Llanuras (B_f)	Altura Cauce (h)	Pend. ($\times 1000$)	Datos (N)
LNEC-CVC	M-s1	0.25	5.00	Trapezoidal (1H:1V)	lisas (0.0093)	0.7 x 2 Sim	0.1	0.00117	2

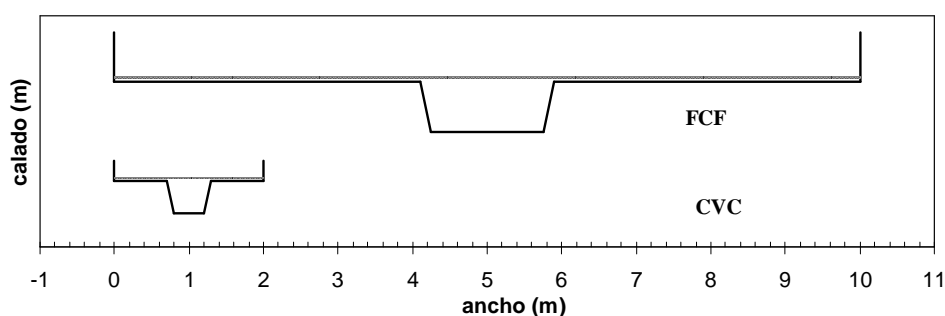


Figura 6.2.3 Comparación entre la sección simétrica del FCF y del canal de ensayos CVC. La escala vertical de la figura es 3 veces mayor que la horizontal. Las líneas de puntos indican el menor calado, y el límite superior de las llanuras indican el mayor calado.

6.3. Instrumentación del canal

A continuación se describen las características de los equipos de medida de los niveles de agua (calado), caudales, velocidades y tensiones.

6.3.1. Medida del calado: limnímetros

La medida de los calados se realizó con limnímetros de 120 cm (Figura 6.3.1a). A partir de la medida en el fondo y en la superficie de agua, se calcula el calado en el punto de medida. La precisión de las medidas es de ± 0.1 mm, lo que da un error relativo máximo de $\pm 1\%$ en el menor calado ensayado, que es de 2 cm en las llanuras.

6.3.2. Medida del caudal: caudalímetros

Las medidas del caudal en las dos conducciones de entrada, una en el canal principal y la otra en las llanuras de inundación, se realizaron mediante dos caudalímetros electromagnéticos intercalados en un tramo de las conducciones. Los caudalímetros tienen una sensibilidad de 0.1 l/s. La medida del caudal se controla manualmente con una válvula de bola y se visualiza en el panel de la figura 6.3.1b.



a)

b)

Figura 6.3.1 a) Limnómetro colocado en el centro del cauce y b) Caudalímetros electromagnéticos situados en las tuberías de suministro de agua al modelo.

6.3.3. Medida de las velocidades: tubo de Pitot

Las velocidades en la dirección principal del flujo se midieron con tubo de Pitot de 3.2 mm de diámetro. El fundamento de este equipo de medida reside en la diferencia de presiones dinámica y estática. El tubo de Pitot es un tubo hueco colocado perpendicular a la corriente, y que posee tres orificios de entrada, uno frontal y dos laterales. El agua que entra por el orificio principal determina la altura piezométrica dinámica y la que entra por los orificios laterales determina la estática. La diferencia entre ambas alturas es el término de velocidad de la ecuación de Bernouilli, calculándose la velocidad a partir de las presiones medidas en el tubo:

$$V = \left[\frac{2\phi}{\rho} (p_d - p) \right]^{0.5} \quad (6.3.1)$$

donde p_d y p son las presiones dinámica y estática respectivamente, ρ es la densidad del agua y ϕ es un factor de corrección que tiene en cuenta las diferencias entre las líneas del flujo real y el flujo ideal del tubo de Pitot. Hay que destacar que antes y después de las medidas es necesario calibrar el cero del tubo para obtener medidas precisas de las

velocidades del flujo. Esta calibración se hace introduciendo el tubo en un cubo lleno de agua y conectando las dos entradas del manómetro a una botella llena de agua.

Un transductor eléctrico de presión permite transformar las presiones diferenciales en tensiones y mediante un software adecuado dar un listado de presiones y velocidades. En la figura 6.3.2 se muestra una imagen del tubo de Pitot dentro del agua.



Figura 6.3.2. Medidas con el Tubo de Pitot.

La sección de medida se posicionó a 8.5 m de la entrada y a 3.5 m del vertido de las compuertas. Los puntos de medida en vertical se situaron en el fondo y en puntos correspondientes al 10%, 20%, 40%, 60 % y 80% del calado en cada vertical (6 puntos en total). Cuando el fondo (más el radio del Pitot) suponían más del 10% del calado (caudal con calado relativo 0.1) el punto al 10% no tenía medida (5 puntos). En la dirección transversal se situaron 17 puntos de medida en media sección, con distancias entre 2-10 cm, más espaciados cuanto más se alejaban de la separación entre el cauce y las llanuras. Para el primer caudal medido se comprobó que las velocidades tenían una distribución simétrica respecto al centro del cauce. Por esta razón solo se realizaron medidas en media sección, la de la llanura izquierda mirando hacia aguas abajo. En la Fig. 6.3.3 se puede ver la malla que forman los puntos de medida en la sección.

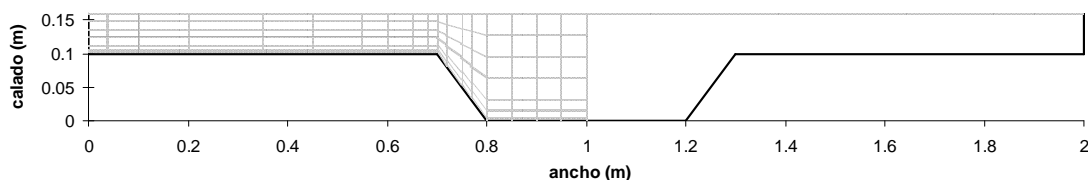


Figura 6.3.3. Malla de puntos de medida con el tubo de Pitot.

Un ejemplo de los perfiles de velocidad medidos en el canal CVC se puede ver en la Fig. 6.3.4, para el caudal correspondiente al calado relativo de 0,1. Se puede observar como las velocidades en la llanura (U5-U70) aumentan a medida que se acercan al cauce y en el cauce son prácticamente iguales en todas las verticales (U80-U100).

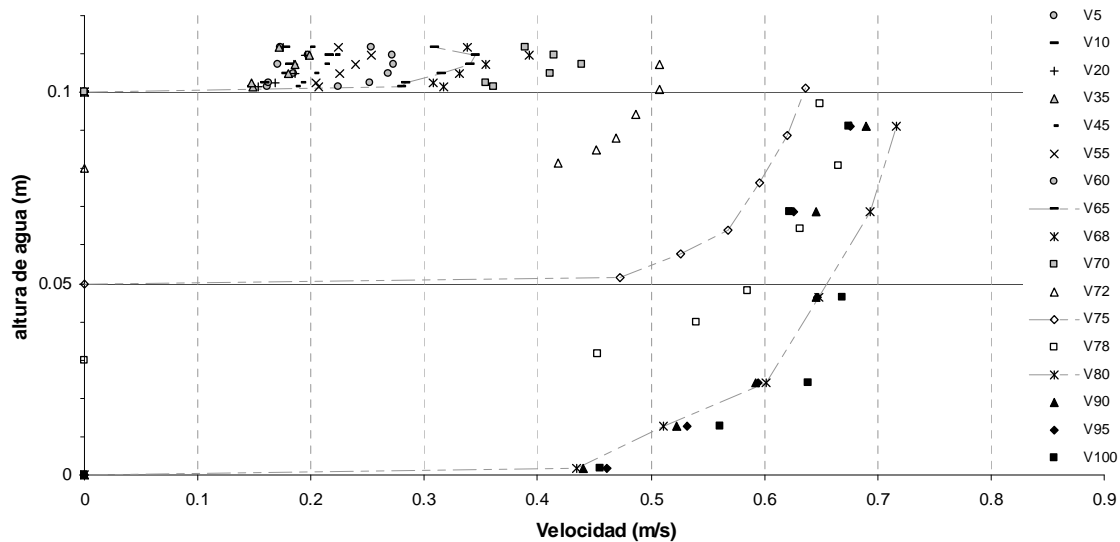


Figura 6.3.4. Perfiles verticales de velocidad, medidos con el tubo de Pitot en todo el ancho de la sección. U5 es el perfil medido a 5 cm de la pared izquierda, U10 a 10 cm, etc.

6.3.4. Medida de las tensiones de fondo: tubo de Pitot.

Las tensiones de fondo no se pueden medir directamente y hay que acudir a métodos indirectos para estimarlas a partir de las medidas de velocidad obtenidas con el tubo de Pitot. Los métodos usados son los siguientes:

- A partir de las medidas de la velocidad con el tubo de Pitot en el fondo, Preston (1954), se obtienen las tensiones en el fondo en cada punto usando las expresiones de Patel (1965).
- Además se han usado el método desarrollado por Wu y Rajaratnam (2000) para contornos rugosos, y la fórmula de tensiones expresada en forma de las velocidades promediadas en calado.
- Tratando los datos de velocidad obtenidos con el tubo de Pitot, la velocidad de corte en el fondo (u^*) se calcula a partir del perfil logarítmico medido y usando la siguiente expresión, se obtienen las tensiones en el fondo:

$$\tau_b = \rho(u^*)^2 \quad (6.3.2)$$

6.3.5. Medida de la tensión aparente de corte entre cauce y llanura

La tensión aparente de corte se puede estimar indirectamente a partir de las tensiones de fondo, aplicando el equilibrio de fuerzas en cada zona por separado. En el Cap. 2 se mostró el esquema de fuerzas en una sección cualquiera de un cauce compuesto, ver Fig. 2.1.43. Las ecuaciones de equilibrio de ese esquema de fuerzas dan las siguientes expresiones para la tensión aparente de corte, según se apliquen al cauce principal o a cada llanura:

$$\tau_a = \frac{\gamma A_c S_o - \bar{\tau}_b P_c}{2(H - h)} \quad (6.3.3)$$

$$\tau_a = \frac{\bar{\tau}_b P_f - \gamma A_f S_o}{(H - h)} \quad (6.3.4)$$

Entrando con la tensión media en cauce o llanuras, $\bar{\tau}_b$, calculada con los valores de las tensiones de fondo obtenidos con cualquiera de los métodos descritos anteriormente, se obtiene la tensión aparente de corte que actúa en la línea vertical que separa cauce y llanuras. El valor de la tensión estimado a partir del equilibrio de fuerzas en el cauce, Ec. (6.3.3) tiene que ser igual al estimado a partir de las llanuras, Ec. (6.3.4).

6.4. Análisis de los datos. Resultados

6.4.1. Curvas calado-caudal

En primer lugar, y antes de mostrar los perfiles de velocidad y de tensión obtenidos para los caudales desbordados, se presentan las curvas calado-caudal para todos los caudales ensayados. Estas curvas se obtienen a partir de las medidas del calado una vez establecido el régimen uniforme, al que se llega ajustando la compuerta de aguas abajo hasta conseguir el mismo calado en dos puntos, uno aguas abajo y otro aguas arriba, para cada caudal aplicado en los caudalímetros. Estos puntos de medida del calado están situados a 9 m y a 3 m de la entrada respectivamente. La curva calado-caudal obtenida para los caudales analizados, tanto para los confinados en el cauce como para los de desbordamiento, se muestra en la Fig. 6.4.1. También se muestran en esta figura las curvas estimadas con el SCM y con el DCMv, para los que se ha usado el valor del coeficiente de Manning obtenido para el caudal a cauce lleno, $n = 0.0093$, tanto para el cauce como para las llanuras. En la Tabla 6.4.1 se dan los caudales suministrados y los calados medidos en el cauce para cada caso.

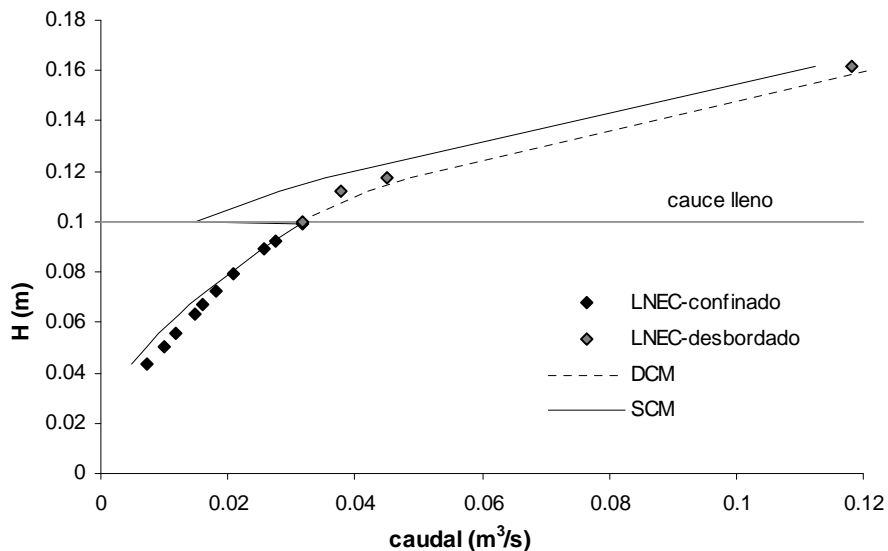


Figura 6.4.1. Curva calado-caudal obtenida en condiciones de régimen uniforme para los caudales medidos y las estimadas con el SCM y el DCMv.

Los caudales confinados en el cauce se han utilizado para estimar el coeficiente de rugosidad del material del fondo del cauce y de las llanuras. El coeficiente de rugosidad puede ser definido de tres formas diferentes, para toda la sección, coeficiente global, por zonas, coeficiente del cauce y/o de las llanuras, y localmente, coeficiente de 2D (Knight

y Shiono, 1996). Los valores del coeficiente de rugosidad, definido por la n de Manning, y del factor de fricción, definido por la f de Darcy-Weisbach, han sido estimados para el cauce principal, y se muestran en la Tabla 6.4.1.

Tabla 6.4.1. Valores del caudal suministrado y del calado medido para cada uno de los casos estudiados, con flujo desbordado y confinado en el cauce, y valores de la rugosidad.

Caudal Qt [m ³ /s]	Calado H [m]	$(H-h)/H$	Caudal cauce Qc [m ³ /s]	Caudal llanuras Qf [m ³ /s]	Rugosidad (n)	Rugosidad (f)
0.0074	0.043	-	0.0074	-	0.0099	0.0231
0.0100	0.051	-	0.0100	-	0.0095	0.0204
0.0118	0.056	-	0.0118	-	0.0094	0.0196
0.0148	0.063	-	0.0148	-	0.0093	0.0185
0.0159	0.067	-	0.0159	-	0.0096	0.0193
0.0180	0.073	-	0.0180	-	0.0097	0.0192
0.0208	0.080	-	0.0208	-	0.0098	0.0191
0.0257	0.089	-	0.0257	-	0.0096	0.0177
0.0275	0.092	-	0.0275	-	0.0095	0.0171
0.0316	0.099	0.000	0.0316	-	0.0093	0.0164
0.0378	0.112	0.106	0.0348	0.0030	-	-
0.0450	0.118	0.150	0.0382	0.0068	-	-
0.1185	0.161	0.379	0.0678	0.0505	-	-

La definición del coeficiente de fricción como un coeficiente global para toda la sección, supone incluir en el coeficiente el efecto del aumento del radio hidráulico cuando el cauce desborda sobre las llanuras. Se ha visto en el estado del conocimiento, y en los capítulos anteriores, que esta definición del coeficiente lleva a resultados erróneos si se considera un valor constante, o supone evaluar la complicada variación del coeficiente con el calado. Por estas razones no se ha analizado el valor del coeficiente de rugosidad global para los ensayos realizados en cauce desbordado. El coeficiente de rugosidad de cauce y llanuras sí es de interés pues permite aplicar los métodos unidimensionales analizados en los capítulos anteriores. Como el material del fondo del cauce y de las llanuras es el mismo, se supone que el coeficiente de rugosidad, definido por la n de Manning, es el mismo en cauce y llanuras y coincide con el de cauce lleno, $n = 0.0093$. A la hora de analizar el coeficiente de rugosidad local, el que se usaría en un modelo 2D, es mejor hablar del factor f dado por la expresión de Darcy-Weisbach, que permite incluir la variación con el calado. La expresión obtenida para los caudales confinados estudiados en el Canal Veiga da Cunha (CVC), suponiendo fondo liso y ajustando convenientemente las constantes, es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.4 \log_{10} (\text{Re} \sqrt{f}) - 2.65 \quad (6.4.1)$$

donde f es el factor de Darcy-Weisbach y Re es el número de Reynolds. En la Fig. 6.4.2 se muestra la variación del valor de f con el calado, para los caudales confinados en el cauce, Tabla 6.4.1.

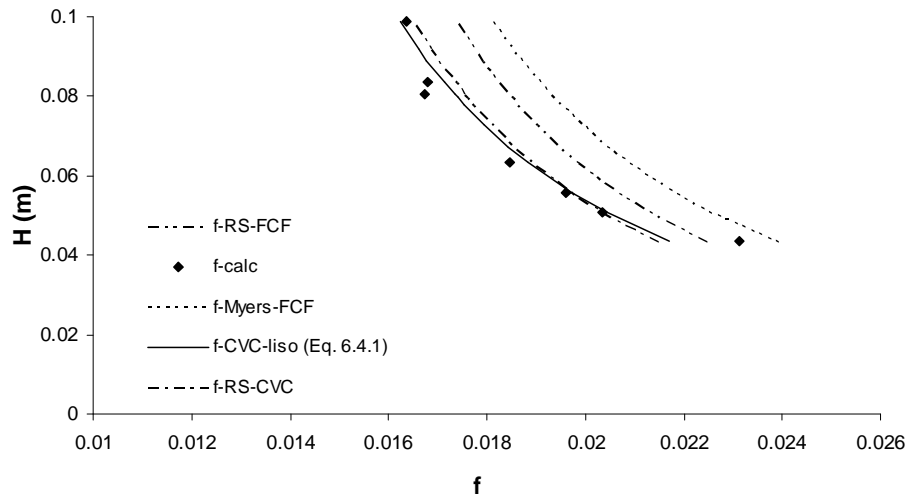


Figura 6.4.2. Factor de fricción de Darcy-Weisbach, f , calculado para el cauce principal. Comparación con las expresiones desarrolladas para el FCF (RS y Myers) y con las Ecuaciones (6.4.1) y (6.4.2).

Si se considera el fondo rugoso, aunque con rugosidad pequeña, la expresión de Colebrook empleada por **Rameshwaran y Shiono (2007)** para el FCF, Ec. (6.4.2), se puede aplicar en el CVC pero ajustando convenientemente el valor de la rugosidad k_s , que queda igual a 0.06mm. El ajuste de los valores de f obtenidos aplicando esta última ecuación con los valores medidos sería similar al conseguido con la Ec. (6.4.1), sin embargo son diferentes a los conseguidos con la misma fórmula pero un valor de $k_s = 0.1$ mm, que sería el estimado según la ley logarítmica, ver fig. 6.4.2.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2.0 \log_{10} \left(\frac{3.02}{\text{Re} \sqrt{f}} + \frac{k_s}{12.3H} \right) \quad (6.4.2)$$

6.4.2. Flujo turbulento liso completamente desarrollado

El flujo en un canal liso y de pequeña pendiente como el utilizado para estos ensayos, necesita una longitud suficiente para alcanzar el régimen turbulento completamente desarrollado. La distancia desde la sección de medida hasta la sección de entrada es de 8.5 m, lo cual podría ser insuficiente para desarrollar completamente la capa límite turbulenta. La distribución de velocidades en un flujo uniforme se vuelve estable cuando la capa límite turbulenta está completamente desarrollada (**Cardoso et al, 1989**). En este caso, Prandtl (**Schlichting, 1965**) demostró que el perfil vertical de velocidades se correspondía aproximadamente con un perfil logarítmico. Las medidas de velocidad en todo el calado pueden servir para confirmar si el perfil vertical de velocidades se corresponde con el de un flujo completamente desarrollado, es decir, si en la zona de la capa límite turbulenta este perfil es logarítmico y cumple la ley:

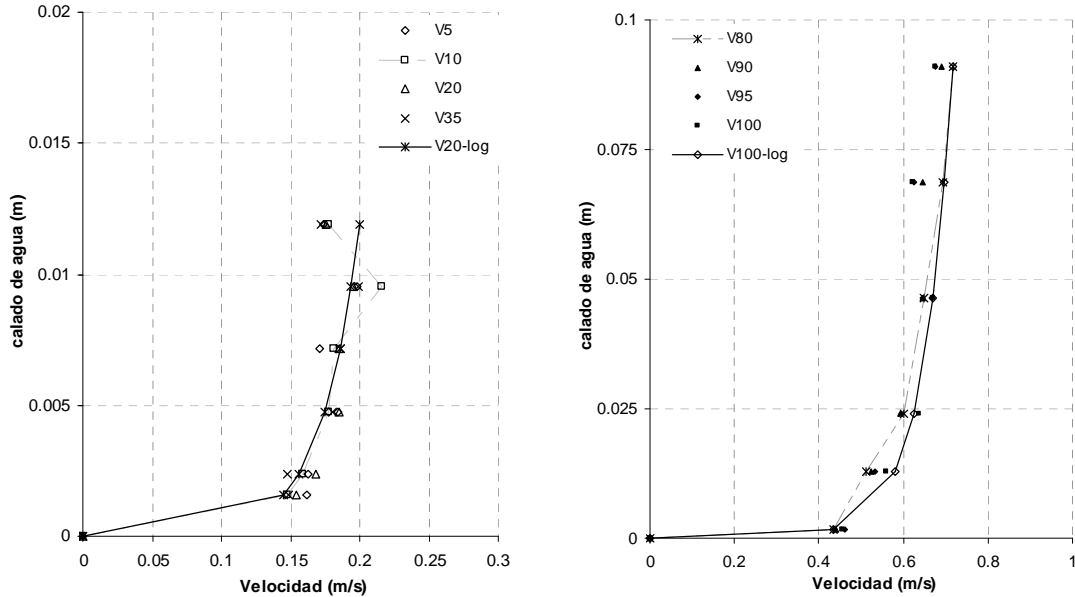
$$\frac{U(z)}{u^*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{k^*} \right) + a' \quad (6.4.3)$$

donde $\kappa = 0.4$ es la cte. de Von Karman y según Schlichting (1968) para canales lisos:

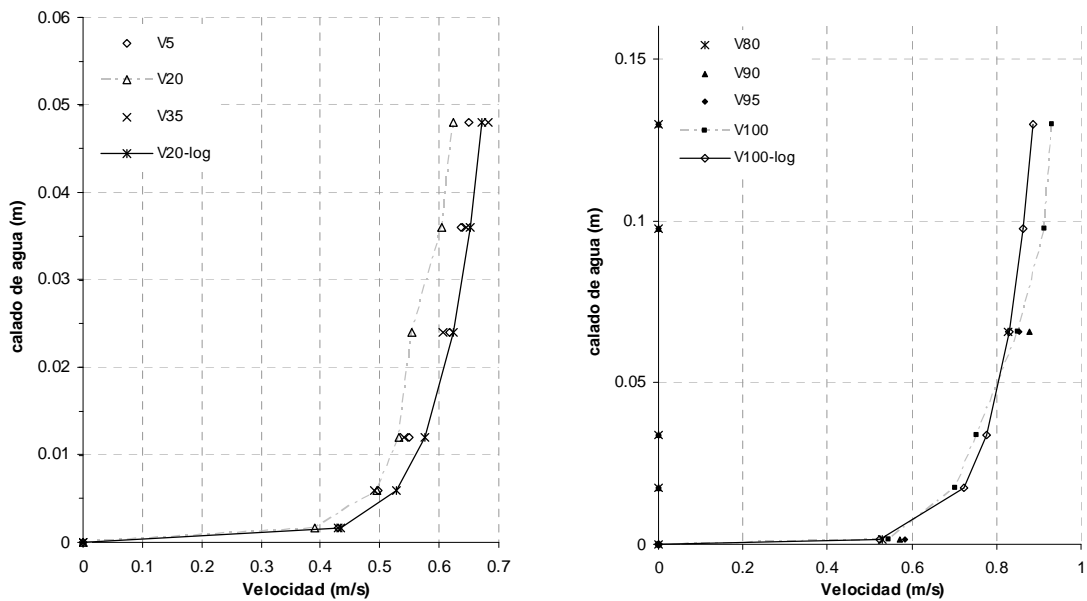
$$k^* = \frac{V}{u^*} \text{ y } a' \equiv a_s = 5.5 \quad (6.4.4)$$

y para canales rugosos: $k^* = k_s$ y $a' \equiv a_r = 8.5$

Comparando las velocidades medidas con los perfiles teóricos dados por la Ec. (6.4.3), se puede observar que la ley logarítmica se cumple tanto en las llanuras, lejos de la zona de interacción, como en el cauce principal, ver Figs. (6.4.3) y (6.4.4).

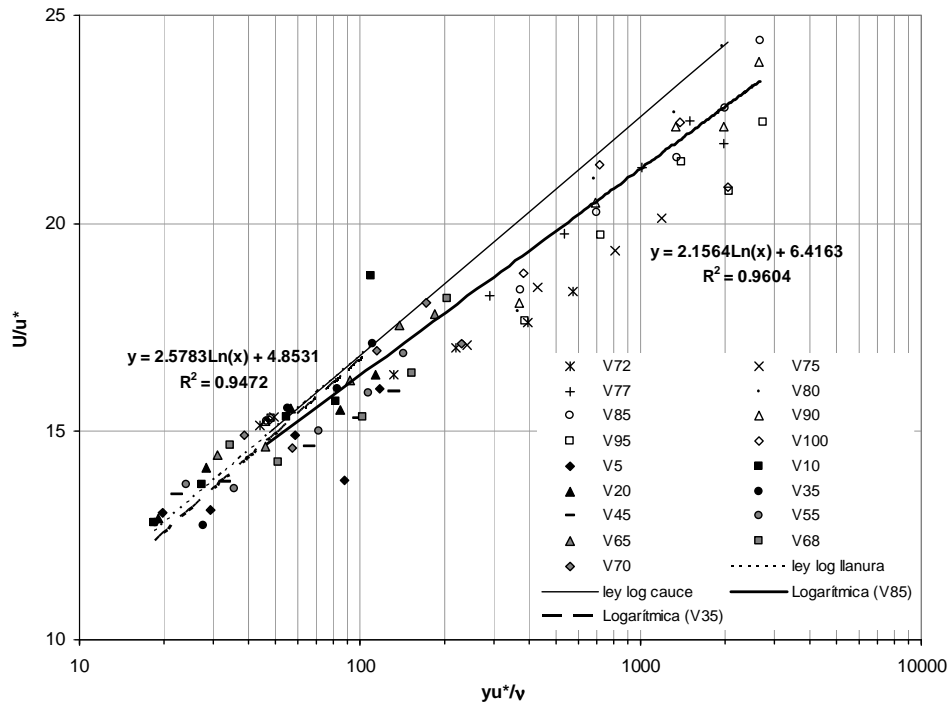


a) b) *Figura 6.4.3. Perfiles de velocidad medidos en llanura (a) y cauce (b) para el calado relativo, $h_r = 0.1$. Comparación con los valores teóricos dados por la ley logarítmica, Ec. (6.4.3) en ambos casos. U10% es la velocidad medida al 10% del calado, U20% al 20%, etc.*

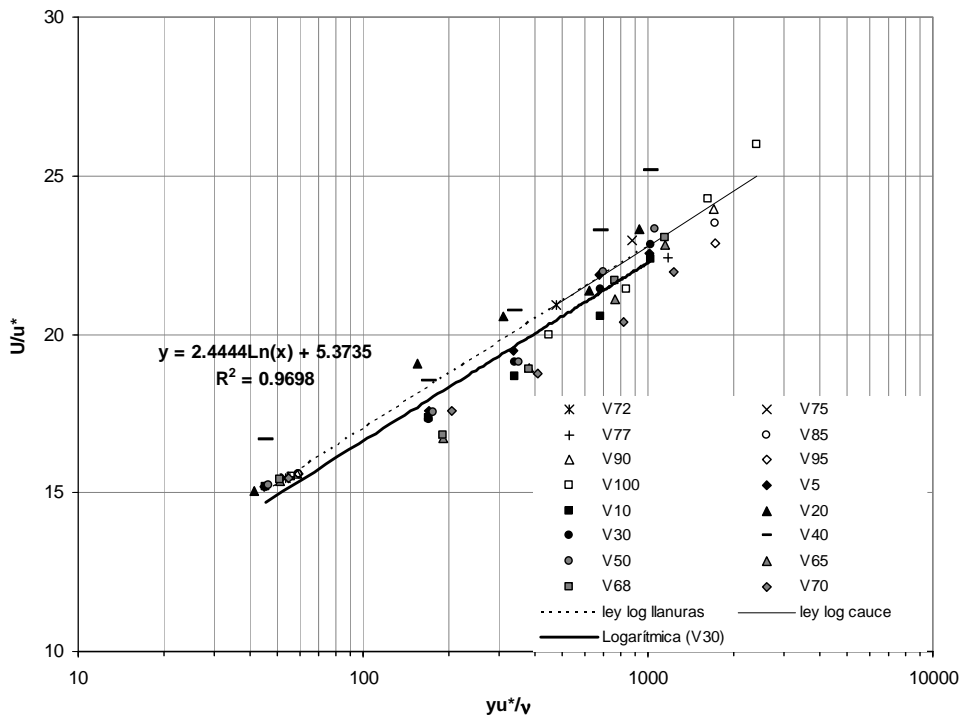


a) b) *Figura 6.4.4. Perfiles de velocidad medidos en llanura (a) y cauce (b) para el calado relativo, $h_r = 0.4$. Comparación con los valores teóricos dados por la ley logarítmica, Ec. (6.4.3) en ambos casos.*

En un gráfico logarítmico, donde en ordenadas se representa el primer término de la Ec. (6.4.3) y donde en abscisas se representa el término que está dentro del logaritmo, ver Fig. 6.4.5, se puede observar que los puntos medidos siguen la línea dada por la ley logarítmica. La velocidad de corte se ha calculado iterando en la ley logarítmica con el valor de la velocidad obtenido con el tubo de Pitot situado en el fondo, o sea con la medida a 1.6 mm del fondo.



a)



b)

Figura 6.4.5. Perfiles de velocidad medidos en llanura y cauce para a) el calado relativo, $h_r = 0.1$ y b) el calado relativo, $h_r = 0.4$. Comparación con los valores teóricos dados por la ley logarítmica, Ec. (6.4.3) en ambos casos.

6.4.3. Tensiones de fondo y tensiones aparentes de corte

Como se ha adelantado en la sección 6.3 Instrumentación del Canal, las tensiones de fondo se han estimado a partir de las medidas de velocidad tomadas con el tubo de Pitot.

Se han empleado tres métodos de cálculo de las tensiones. El primero consiste en aplicar la técnica desarrollada por Preston (1954), que colocando el tubo de Pitot en el fondo supone que en ese punto, a una altura equivalente a la mitad del diámetro del tubo, se cumple la ley de la pared. La ley de la pared relaciona la tensión de fondo con la distribución lineal de velocidades cerca del fondo y con la velocidad de corte, u^* . Patel (1965), tras realizar más experimentos, modificó la curva calibrada por Preston, obteniendo las siguientes ecuaciones, válidas para $0.0 < y^* < 5.3$:

$$y^* = 0.5x^* + 0.037 \quad \text{válida para } 0.0 < y^* < 1.5, \quad (6.4.5a)$$

$$y^* = 0.8287 - 0.1381x^* + 0.1437x^{*2} - 0.0060x^{*3} \quad \text{válida para } 1.5 < y^* < 3.5, \quad (6.4.5b)$$

$$x^* = y^* + 2\log_{10}(1.95y^* + 4.10) \quad \text{válida para } 3.5 < y^* < 5.3, \quad (6.4.5c)$$

y donde:

$$x^* = \log_{10} \left(\frac{\Delta P_{Pr} d^2}{4\rho v^2} \right) \quad (6.4.6)$$

$$y^* = \log_{10} \left(\frac{\tau_b d^2}{4\rho v^2} \right) \quad (6.4.7)$$

En estas ecuaciones: ΔP_{Pr} es la diferencia entre las presiones dinámica y estática, d es el diámetro exterior del tubo, ρ y ν son la densidad y la viscosidad cinemática del agua, τ_b es la tensión de corte en el fondo, y^* es el logaritmo de la tensión de corte adimensionalizada, y x^* es el logaritmo de la diferencia de presiones adimensionalizada.

Este método ha sido utilizado por muchos autores para estimar las tensiones de fondo, tanto en canales lisos como rugosos, por ejemplo Knight y Demetriou (1983), Knight y Hamed (1984), Wormleaton et al (1982), Baird e Irvine (1984), Issacs y Macintosh (1990), que lo aplicaron en canales pequeños de laboratorio y Wormleaton y Merret (1990) en el gran canal FCF.

El otro método utilizado para estimar las tensiones de fondo a partir de las medidas del tubo de Pitot es el propuesto por Wu y Rajaratnam (2000) para fondo rugoso. Asumiendo que el fondo de cemento del canal es un fondo rugoso de rugosidad pequeña, 0.1 mm, el método de Wu y Rajaratnam se basa en la linealización del coeficiente B que se suma en la ecuación logarítmica de la distribución de velocidades, Ec. (6.4.9). La tensión de corte en el fondo, τ_o se calcula a partir de la expresión que la relaciona con la velocidad de corte, u^* (Ec. 6.4.8), para la cual Wu y Rajaratnam proponen la siguiente expresión:

$$u^* = \frac{U(z) - b \nu / k_s}{A + a} \quad (6.4.8)$$

donde $U(z)$ es la velocidad a una altura z del fondo, k_s es la altura de rugosidad, A es el término logarítmico de la ecuación:

$$\frac{U(z)}{u^*} = 5.75 \log_{10} \left(\frac{z}{k_s} \right) + B \quad (6.4.9)$$

y a y b son dos coeficientes definidos por:

$a = 9.94; b = -4.70$	válida para $1.0 < R_s < 14.1$,
$a = 8.30; b = 19.50$	válida para $14.1 < R_s < 70$,
$a = 8.50; b = 0.00$	válida para $R_s > 70$.

Donde R_s está definido por

$$R_s = \frac{u^* k_s}{\nu} = \frac{R_0 - b}{A + a} = \frac{U(y) k_s / \nu - b}{A + a} \quad (6.4.10)$$

La ventaja de este método es que se puede aplicar independientemente de la altura de agua a la que esté situado el tubo de Pitot. Es decir que, conociendo el valor de la velocidad $U(z)$ en cualquier punto de calado z , se puede obtener el valor de u^* . En el caso que nos ocupa se ha aplicado el método con el valor de $U(z)$ obtenido de dos formas diferentes: la primera a partir del valor del Pitot posicionado en el fondo, $\tau_b(u^* \text{ fondo})$, y la segunda con la media de los valores de u^* obtenidos con $U(z)$ en los otros calados, $\tau_b(u^* \text{ media})$.

Las tensiones de fondo obtenidas con ambos métodos, para los dos caudales ensayados, se muestran en la Fig. 6.4.5 (tb-Patel y tb-WR), donde además se representan las tensiones de fondo dadas únicamente por la carga hidráulica en cada punto, $\tau_b = \gamma H S_0$ (τ_b -2D), y los valores de la tensión estimados a partir de la velocidad promediada en calado en cada punto, Ec. (6.4.11) y del valor de f dado por la Ec. (6.4.2) (τ_b - Ud). Se puede observar cómo a pesar de que el método de Wu y Rajaratnam (2000) fue desarrollado para fondo rugoso, es válido para canales con fondo de rugosidad pequeña, $k_s = 0.1$ mm, considerados como lisos. Los valores obtenidos a partir de las velocidades promediadas en calado ajustan bien en la llanura y en el cauce pero difieren en la zona de interacción, $y = 0.6$ - 0.8 . En esta zona el perfil vertical de velocidades se aleja del logarítmico. La distribución dada considerando sólo las pérdidas por fricción, τ_b -2D, confirma que la interacción cauce-llanuras aumenta la tensión en las llanuras y disminuye la del cauce.

$$\tau_0 = \rho \frac{f}{8} U_d^2 \quad (6.4.11)$$

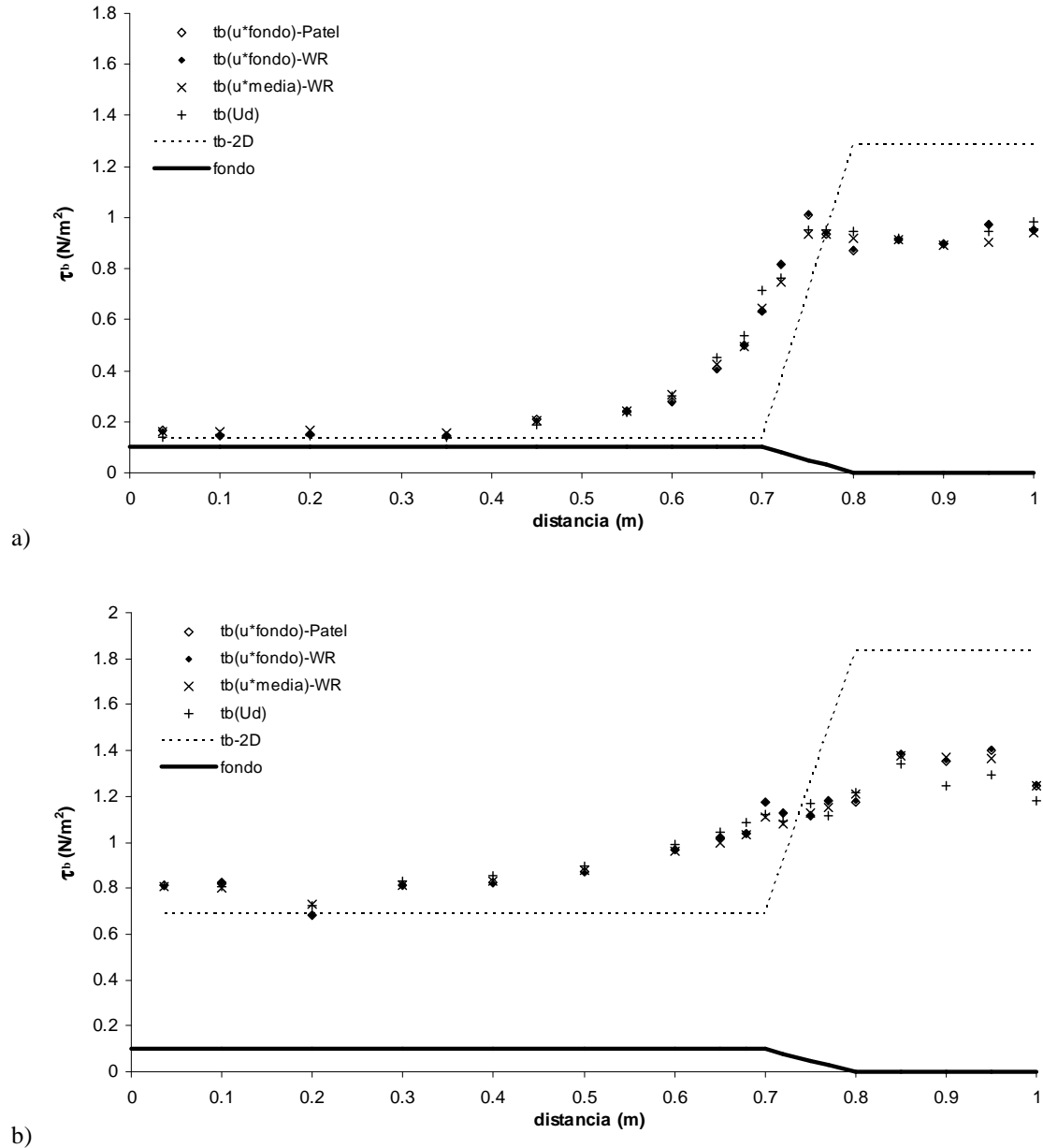


Figura 6.4.6. Distribución de las tensiones de fondo estimadas con los métodos: Patel (Patel, 1965), WR (Wu y Rajaratnam, 2000), U_d (velocidades promediadas en calado) y 2D (sólo pérdidas por fricción). a) Caudal de 37.8 l/s, b) Caudal de 118.5 l/s.

Los valores medios de las tensiones en cauce y llanuras y de las fuerzas totales, obtenidas integrando las tensiones en el perímetro de cada zona, se dan en las Tablas 6.4.2 y 6.4.3. Con estos valores, y aplicando el equilibrio de fuerzas en cauce y llanuras por separado, Ecs. (6.3.3) y (6.3.4), se puede estimar la tensión aparente de corte que actúa en la línea vertical que separa el cauce y las llanuras, Tabla 6.4.2, y la fuerza total que actúa en la línea vertical de separación de cauce y llanura, Tabla 6.4.3. Se puede ver que aunque la tensión aparente es varias veces mayor en el caudal pequeño que en el grande, la fuerza total que actúa entre el cauce y las llanuras es el doble en el caudal grande, debido a que aumenta la altura de agua sobre la que actúa.

Tabla 6.4.2. Tensiones medias en el fondo, estimadas en el cauce y en la llanura, y tensiones aparentes de corte con diferentes métodos.

Calado H [m]	F_b total	Método de Patel			Método de RW			Con U_d (datos)			Con U_d (ley log)		
		$\bar{\tau}_b$	$\bar{\tau}_b$	τ_a	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\tau}_b$	τ_a	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\tau}_b$	τ_a	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\tau}_b$	τ_a
		cauce	llanuras		cauce	llanuras		cauce	llanuras		cauce	llanuras	
0.12	0.398	0.805	0.212	4.44	0.807	0.211	4.37	0.786	0.221	4.98	0.805	0.212	4.43
0.16	0.916	1.118	0.847	1.86	1.122	0.845	1.83	1.099	0.856	1.96	1.091	0.860	2.01

Tabla 6.4.3. Fuerzas totales de corte en el fondo, estimadas en el cauce y en la llanura, y fuerzas aparentes de corte con diferentes métodos.

Calado H [m]	F_b total	Método de Patel			Método de RW			Con U_d (datos)			Con U_d (ley log)		
		F_b	F_b	F_a	F_b	F_b	F_a	F_b	F_b	F_a	F_b	F_b	F_a
		cauce	llanuras		cauce	llanuras		cauce	llanuras		cauce	llanuras	
0.12	0.398	0.275	0.148	0.053	0.276	0.148	0.052	0.268	0.155	0.059	0.275	0.148	0.053
0.16	0.916	0.382	0.593	0.115	0.383	0.591	0.114	0.375	0.599	0.122	0.372	0.602	0.125

Como ya se vio en la Fig. 6.4.6, las tensiones de fondo estimadas por los diferentes métodos difieren muy poco. Por lo tanto, como era de esperar, las tensiones aparentes de corte calculadas a partir de esas tensiones de fondo también son similares. Con el fin de comparar estos resultados experimentales con las fórmulas deducidas en el Capítulo 4, Ecs. (4.5.9) y (4.5.10), y con las fórmulas de otros autores (Tabla 2.3.1), se han utilizado los valores obtenidos con el Método de Patel, que es el más usado en la literatura.

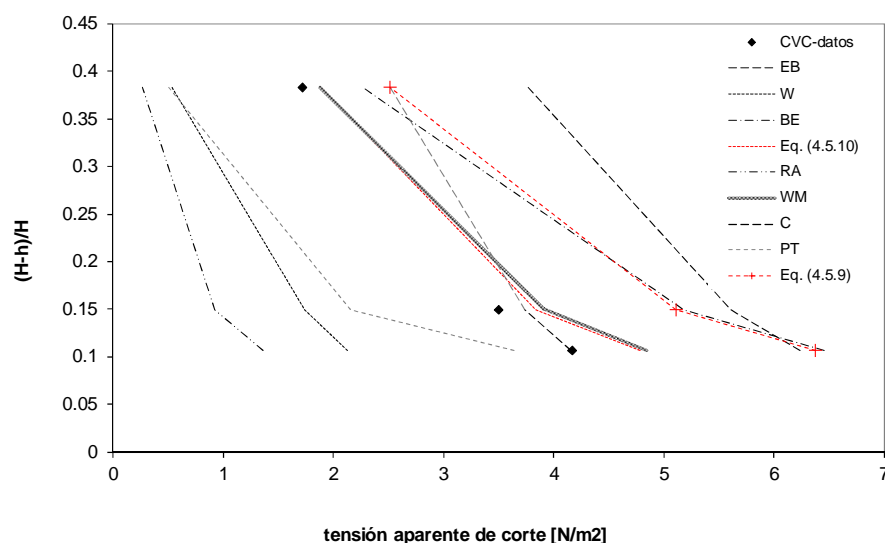


Figura 6.4.7. Valores experimentales de las tensiones aparentes y resultados obtenidos con diferentes fórmulas de otros autores y con la fórmula propuesta en esta tesis, Ec. (4.5.10).

En la Fig. 6.4.7 se observan los valores de la tensión aparente de corte obtenidos de los experimentos y los calculados con algunas de las fórmulas de la Tabla 2.3.1 y con la Ec. (4.5.10). Se puede observar que las fórmulas que mejores resultados dan son la de WM y la Ec. (4.5.10), propuesta en este trabajo. También la fórmula C ajusta bien con los datos, especialmente en el calado más pequeño. Este resultado contrasta experimentalmente la validez de la fórmula propuesta en el Cap. 4 para canales grandes. La pregunta que hay que hacerse es por qué ajusta mejor la fórmula deducida para el FCF que la deducida para los canales pequeños, entre los que se encuentra el Canal

Veiga da Cunha (CVC). Se pueden encontrar diferentes explicaciones para este resultado, las cuales se exponen a continuación.

La primera explicación puede estar en que el CVC tiene una sección trapezoidal en el cauce principal, al igual que el FCF, mientras que los canales pequeños estudiados eran de sección rectangular. Ya se dijo en el capítulo 3 que aunque algunos autores apoyaban que las tensiones aparentes son mayores cuando la pendiente de las márgenes aumenta, este resultado es difícil de generalizar. Además observando en la Fig. 6.4.8 los datos de las series 02 y 08 del FCF, con un cauce de sección trapezoidal y rectangular respectivamente, parece intuirse que aunque la pendiente de las márgenes afecta a las tensiones, la influencia no es tan grande como la que representan las dos fórmulas, para canales grandes y pequeños, excepto en el calado relativo más pequeño.

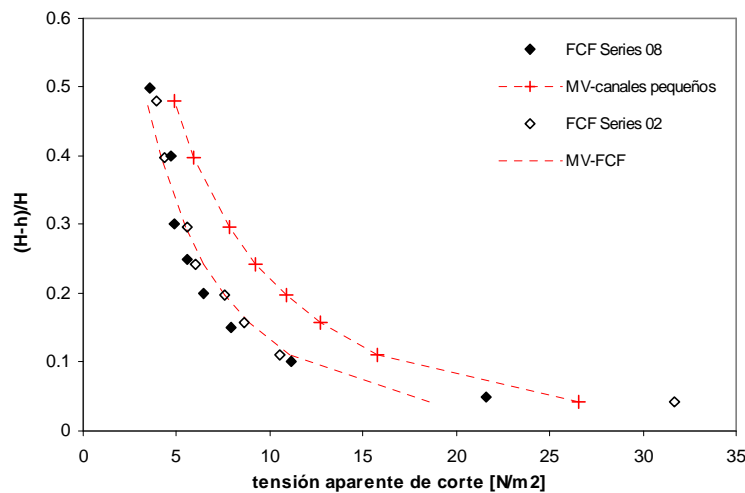


Figura 6.4.8. Valores experimentales de las tensiones aparentes para la serie 02, sección trapezoidal, y comparación con la serie 08, sección rectangular, del FCF y con las Ecs.(4.5.10) y (4.5.9) deducidas para canales grandes y pequeños respectivamente.

Otra posible razón puede estar en que la altura del cauce principal en el CVC es mayor que en los canales pequeños, lo cual hace que el fenómeno de interacción sea más parecido al que se produce en el FCF. Esta explicación también puede ser puesta en duda por el hecho de que algunas de las series de datos de canales pequeños, Wormleaton et al (1982) y Prinos y Townsend (1984), fueron tomadas en canales cuyo cauce principal tenía la misma altura que la del CVC.

Por último, se puede atribuir a la distribución de velocidades en la entrada la explicación de estos resultados. En el FCF y en los pequeños canales analizados en el Cap. 4, la distribución en la entrada no se conoce, aunque Bousmar et al (2006) establecen que debía ser una distribución de velocidades uniforme. En el CVC los caudales en la entrada se repartieron con dos tuberías que permitían distribuciones de velocidades diferentes en cauce y llanuras, como ocurre en el régimen uniforme de la sección media del canal. El argumento válido, sería asumir que en el FCF la mayor longitud del canal permite una distribución en la sección de medidas, a 25 m de la entrada, más parecida a la del CVC que la distribución en los canales pequeños, a 5 m de la entrada. Sin embargo el trabajo de Bousmar et al (2006) concluye lo contrario, debido a su anchura no se puede garantizar una distribución de régimen uniforme en el FCF, mientras que en algunos de los canales pequeños sí.

Dado que ninguna de las razones expuestas explica claramente la diferencia entre los valores obtenidos con los datos del CVC y los valores dados por la Ec. (4.5.9), puede parecer que según estos resultados la hipótesis de la influencia de la escala en la interacción cauce-llanura podría no ser válida. En realidad lo que indican estos resultados, es que es necesario un estudio experimental más preciso, en el que se analicen por separado cada uno de los factores que parecen influir en el flujo desbordado en ríos con llanuras, entre ellos la escala y la distribución de velocidades en la entrada, con el fin de establecer claramente la relación entre el coeficiente aparente de fricción y los diferentes parámetros que afectan al fenómeno. Hay que tener en cuenta que los ensayos en canales pequeños fueron realizados en canales diferentes a los del canal grande, FCF, con equipos diferentes. No obstante, aunque los errores obtenidos en las tensiones aparentes de corte calculadas con las dos fórmulas son del 15% con la del FCF y del 30% con la de canales pequeños, justo el doble, los valores en las tensiones difieren en menos de un 30%.

6.4.4. Velocidades promediadas en calado

Para los caudales de desbordamiento las medidas de velocidad se han realizado con el tubo de Pitot, siguiendo el procedimiento descrito en el apartado 6.3.3. La velocidad en cada punto de la malla de la Fig. 6.3.3 es la media de las velocidades instantáneas, obtenidas con el tubo de Pitot durante un tiempo de medida de 60 segundos. En cada perfil vertical se obtienen entre 5 y 6 datos de la componente longitudinal de la velocidad, $U(y)$, que son integrados en el calado en cada punto, $H(y)$, obteniéndose para cada distancia a la llanura izda., y , un valor de la velocidad promediada en calado, U_d . El perfil transversal de las velocidades promediadas en calado se muestra en la Fig. 6.4.9, para los caudales estudiados. Estos perfiles muestran las características típicas del flujo en cauces compuestos: velocidades mayores en el centro del cauce y, debido a la transferencia de cantidad de movimiento, una disminución gradual y suavizada hasta el valor de la velocidad en las llanuras, que es prácticamente uniforme hasta la pared. Para el caudal más grande, $Q = 118$ l/s, el calado aumenta, incrementándose solo ligeramente las velocidades en el cauce, mientras que en las llanuras el aumento es proporcionalmente mayor. Por lo tanto el gradiente de velocidades entre cauce y llanuras es menor que para el caudal más pequeño.

En la Fig. 6.4.9 también se muestran las distribuciones de velocidad obtenidas con el método de las franjas SSGM y con el LDM. En el caso del LDM se ha usado un valor de la viscosidad adimensional de remolino, λ , variable con el calado y dado por la Ec. (6.4.12). Los valores del factor de fricción, f , usado en ambos métodos (SSGM y LDM) son los estimados con la Ec. (6.4.1) deducida para este canal. Es evidente que las velocidades obtenidas teniendo en cuenta sólo las pérdidas por fricción, SSGM, no son válidas y que es necesario incluir un modelo turbulento para tener en cuenta la interacción entre franjas fluidas de diferente velocidad. El LDM ajusta bastante bien las velocidades en todos los puntos, aunque es necesario incluir la variación de λ con el calado, como establecieron Shiono y Knight (2001). Si se usa un valor de λ constante el ajuste en la capa de corte, entre el cauce y la llanura, no es tan bueno. Este coeficiente λ es en realidad un parámetro total que incluye además los efectos del término de flujos secundarios, UV , no usados en esta versión del LDM.

$$\lambda = 0.03H(y) + \frac{2.4}{H(y)} \quad (6.4.12)$$

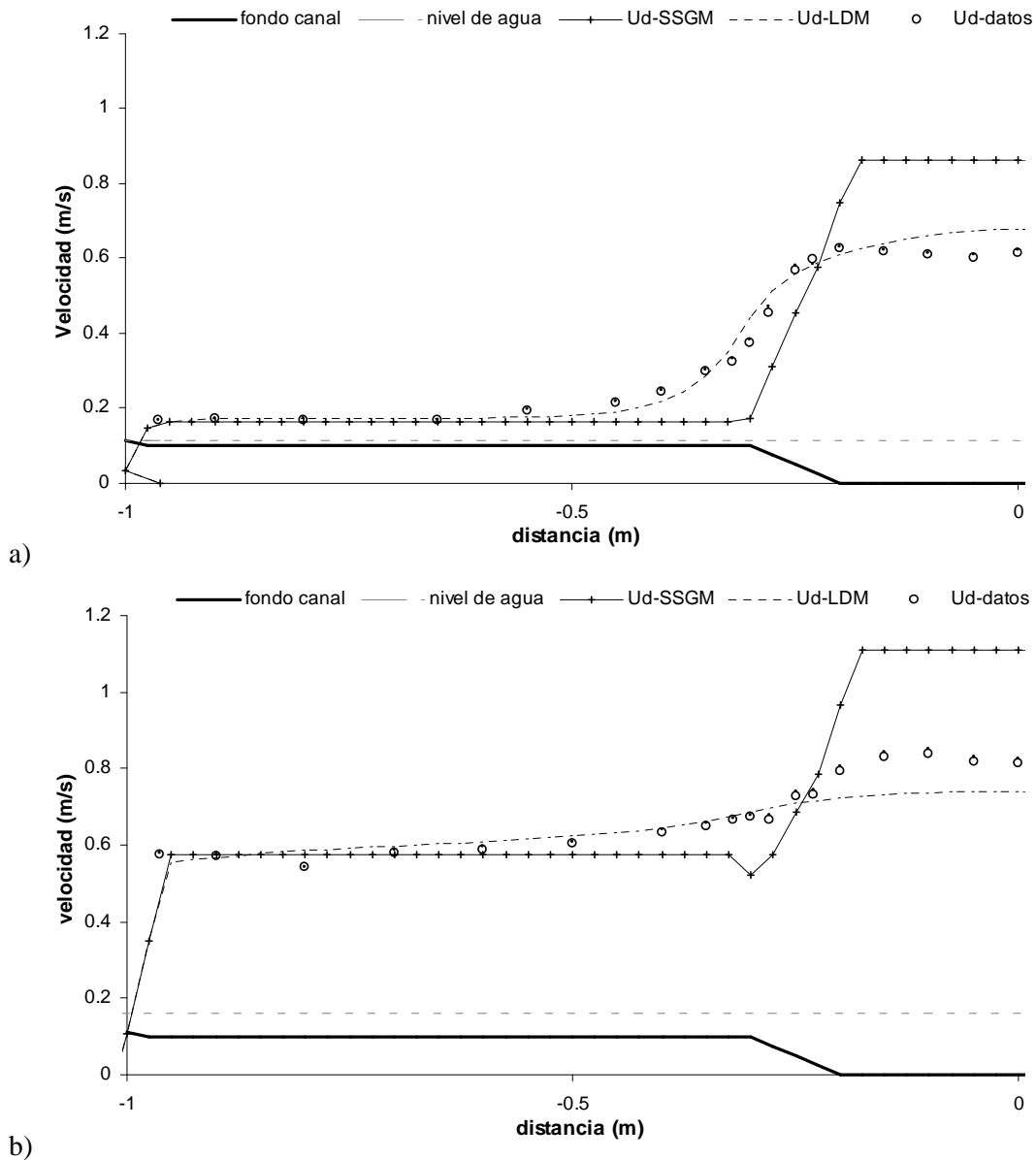


Figura 6.4.9. Distribución de las velocidades promediadas en calado, U_a , estimadas a partir de los datos y a partir de diferentes métodos. a) Caudal de 37.8 l/s, b) Caudal de 118.5 l/s.

6.4.5. Caudales

Para obtener los caudales de cauce y llanuras en cada caso, es necesario integrar las velocidades promediadas en calado a lo ancho del cauce y de las llanuras respectivamente. El caudal total, suma del caudal del cauce y del de las llanuras, se compara con el caudal total suministrado en los caudalímetros. En la Tabla 6.4.4 se dan los caudales de cauce y llanuras suministrados y los integrados a partir de las velocidades promediadas en calado. La pequeña variación entre el caudal de entrada en el canal y el medido en la sección $x = 8.5$ m, que es menor del 3.0 % excepto en el caudal más pequeño de las llanuras, permite verificar que la distribución de caudales prácticamente no varía entre la entrada y la sección de medida, cumpliéndose la condición de flujo uniforme tanto en el caudal total, como en el cauce y en las llanuras separadamente. Hay que tener en mente, que la separación de caudal en la entrada se ha

realizado precisamente para forzar a que el reparto sea uniforme en todo el canal (Bousmar et al, 2005), y que los caudales impuestos en la entrada fueron estimados con el WDCM de Lambert y Myers (1998).

Tabla 6.4.4 Caudales medidos en los caudalímetros y los estimados a partir de los datos de velocidades.

Calado H [m]	Caudales en los Caudalímetros			Caudales integrando las U_d			Caudales corregidos		
	Q total	Q cauce	Q llanuras	Q total	Q cauce	Q llanuras	Q total	Q cauce	Q llanuras
0.12	37.8	34.8	3	37.44	34.24	3.20	37.8	34.57	3.23
0.16	118.3	67.8	50.5	117.14	68.65	48.49	118.3	69.33	48.97

Con los valores de las tensiones aparentes de corte obtenidos con la fórmula propuesta en el capítulo 4 y aplicando el ASFM, se pueden calcular los caudales en cauce y llanuras y sumando ambos el caudal total. Los valores obtenidos se dan en la Tabla 6.4.5, donde además se dan los caudales obtenidos con los métodos usados en la Fig. 6.4.6, el SSGM y el LDM.

Tabla 6.4.5. Caudales calculados por diferentes métodos.

Calado H [m]	ASF M			SSG M			LDM		
	Q total	Q cauce	Q llanuras	Q total	Q cauce	Q llanuras	Q total	Q cauce	Q llanuras
0.12	38.6	35.2	3.41	47.6	44.9	2.65	39.6	36.6	3.04
0.16	115.5	68.4	47.1	135.7	88.5	47.2	114.5	64.6	49.9

Los caudales estimados a partir de las medidas de velocidad, se han comparado con alguno de los métodos analizados en el Capítulo 5, el COHM, el WDCM, el ASF M y el IDC M . Los errores obtenidos con cada método en el caudal total, en el caudal del cauce y en el caudal de las llanuras, se dan en la Tabla 6.4.6 y se muestran en la Fig. 6.4.10. Estos resultados confirman las conclusiones de dicho Capítulo en cuanto a los canales de rugosidad uniforme se refiere:

- El SCM subestima los caudales totales y del cauce y sobrestima el de las llanuras.
- El DCM v sobrestima los caudales totales y del cauce pero subestima el de las llanuras.
- Los errores de los nuevos métodos son menores que los del DCM v , aunque en este caso el COHM no es el mejor. Los errores en el caudal de las llanuras son similares con todos los métodos, aunque el DCM v siempre lo subestima y el SCM lo sobrestima más de un 50%.
- Se puede decir que el método que mejores resultados da con los datos del CVC es el ASF M , ya que aunque el error medio de los tres caudales es similar en todos los nuevos métodos, los errores máximos son menores en el ASF M que en los demás.
- Tanto el ASF M como el IDC M son métodos basados en las ecuaciones de equilibrio y que tienen en cuenta el fenómeno físico, aunque el ajuste de la tensión aparente de corte sea empírico, mostrándose como los métodos más apropiados para el cálculo del caudal de cauce y llanuras en flujos desbordados en ríos con llanuras. Los nuevos datos del CVC confirman los resultados obtenidos en otros canales, aunque sigue siendo necesario realizar más experimentos en geometrías nuevas y sobre todo con mayor variedad de rugosidades

Tabla 6.4.6 Errores en los caudales calculados por diferentes métodos respecto de los medidos.

DCM-v					SCM				
H (m)	Q _{exp} (m ³ /s)	%Q _{t-error}	%Q _{mc-error}	%Q _{fp-error}	H (m)	Q _{exp} (m ³ /s)	%Q _{t-error}	%Q _{mc-error}	%Q _{fp-error}
0.1119	0.0378	11.20	12.77	-5.63	0.1119	0.0378	-25.69	-37.09	96.33
0.1176	0.0450	8.36	12.44	-14.58	0.1176	0.0450	-21.09	-33.93	51.02
0.1620	0.1183	4.55	13.75	-8.47	0.1620	0.1183	-5.02	-18.78	14.46

COHM					WDCM				
H (m)	Q _{exp} (m ³ /s)	%Q _{t-error}	%Q _{mc-error}	%Q _{fp-error}	H (m)	Q _{exp} (m ³ /s)	%Q _{t-error}	%Q _{mc-error}	%Q _{fp-error}
0.1119	0.0378	4.64	4.89	1.99	0.1119	0.0378	4.22	3.93	7.31
0.1176	0.0450	0.89	2.64	-8.93	0.1176	0.0450	0.63	1.23	-2.75
0.1620	0.1183	-0.70	3.84	-7.12	0.1620	0.1183	0.56	-2.65	5.11

ASFM					IDCM				
H (m)	Q _{exp} (m ³ /s)	%Q _{t-error}	%Q _{mc-error}	%Q _{fp-error}	H (m)	Q _{exp} (m ³ /s)	%Q _{t-error}	%Q _{mc-error}	%Q _{fp-error}
0.1119	0.0378	-1.16	-2.10	8.86	0.1119	0.0378	5.81	5.15	12.89
0.1176	0.0450	-0.83	0.14	-6.22	0.1176	0.0450	2.02	2.28	0.58
0.1620	0.1183	-2.41	-1.39	-3.85	0.1620	0.1183	-6.00	-4.32	-8.37

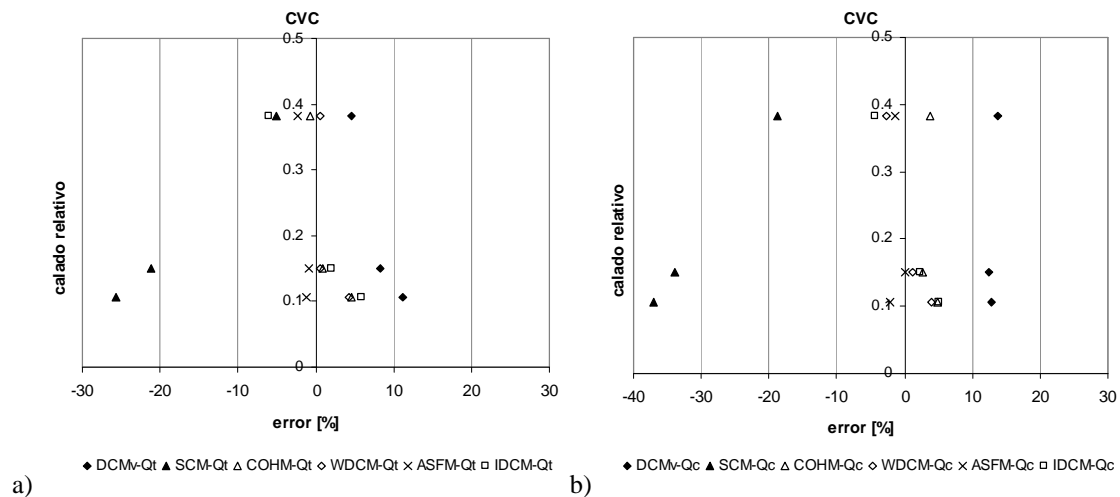


Figura 6.4.10. Errores obtenidos con los diferentes métodos analizados en el Capítulo 4, para los caudales ensayados en el CVC, en a) el caudal total y b) el caudal del cauce.

6.5. Conclusiones

Los resultados experimentales obtenidos en el CVC confirman las conclusiones de los capítulos anteriores. La fórmula propuesta para calcular la tensión aparente de corte, Eq. (4.5.10), es la que da mejores resultados y los errores obtenidos aplicando el ASFM con ésta fórmula, a los caudales analizados, son los menores.

Con todo, es importante decir que los nuevos datos no resuelven las incertidumbres que envuelven a la formulación propuesta, especialmente en el asunto de la influencia del tamaño del canal. El CVC puede ser incluido entre los canales pequeños pero la fórmula que mejor ajusta a los datos es la que se obtuvo para el gran canal FCF. La gran variedad de datos y el número de parámetros que afectan al fenómeno hacen necesario estudiar cada parámetro por separado en el mismo canal, con el fin de separar las diferencias inherentes del método de trabajo de las que son debidas a la geometría en sí. En este sentido parece claro que los parámetros analizados en el FCF no necesitan ser nuevamente analizados, por ejemplo el ancho de las llanuras, la pendiente de las

márgenes o la asimetría de las llanuras, pero sí otros como la escala, el factor de forma del cauce principal, o la distribución de velocidades en la entrada.

7. CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO DESBORDADO EN UN CAUCE SINUOSO CON VEGETACIÓN EN LAS LLANURAS. MÉTODOS DE CÁLCULO DEL CAUDAL

7.1. Introducción

En el capítulo 2.2 del Estado del Conocimiento se han resumido los principales estudios desarrollados en cauces meandriiformes en flujo desbordado. La mayor parte de estos estudios han sido llevados a cabo en cauces con sinuosidades mayores de 1.2 (o 45° de ángulo de cruce). Los únicos trabajos que se conocen en sinuosidades menores de 1,20 son los de Toebe y Sooky (1967) y Patra et al (1999, 2004 y 2006), realizados en cauces y llanuras lisos. En este capítulo se analiza un caso que hasta ahora ha sido poco estudiado, un cauce sinuoso y rugoso con llanuras de vegetación densa. La importancia de este caso radica en que es un modelo reducido de un caso real, el proyecto de restauración del río Besòs en Barcelona. El proyecto consiste en primer lugar en formar curvas en el cauce, anteriormente rectificado, y en segundo lugar en vegetar las llanuras con vegetación de ribera. Además, las sinuosidades menores de 1.2 son usuales en muchos ríos naturales, entre los que destacan, el río Blackwater en U.K. (Lambert y Sellin, 1996), y el río Tone y el río Agano en Japón (Fukuoka, 2001), entre otros.

7.2. Modelo reducido del proyecto de restauración del río Besòs. Datos experimentales

Los experimentos descritos en este apartado se corresponden con una campaña de medidas de laboratorio realizada en el canal construido para el modelo reducido del río Besòs (1999), que se enmarcaba dentro del proyecto denominado “Estudios en modelo reducido para el proyecto de recuperación medioambiental del tramo final del río Besòs”. Este Proyecto formaba parte de un convenio de colaboración entre la Universidad Politécnica de Catalunya (UPC) y Barcelona Regional (agencia responsable del proyecto de restauración, creada por el Ayuntamiento de Barcelona y sus vecinos del área metropolitana Santa Coloma, Montcada y Sant Adrià). El objetivo del proyecto era estudiar la influencia que tendrían en los niveles de agua las dos acciones principales de la restauración: devolver al cauce su forma natural en planta (meandros) y crear en las llanuras una amplia masa de vegetación natural para tratamiento de la calidad de las aguas. En la Fig. 7.2.1a se puede observar el estado anterior del río Besòs, encauzado en los años 70 por dos muros laterales en las llanuras, separados 130 m, y rectificado en su cauce de aguas bajas. En la Fig. 7.2.1b se observa una foto aérea del río en la actualidad, varios años después de ejecutado el proyecto.

Características del modelo reducido

En el año 1999 se realizó en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, (Universidad Politécnica de Cataluña) un canal de ensayos en el que se construyó el modelo reducido del río Besòs. En total se modelaron 1400 metros de río, con un ancho total de 130 m. El modelo representaba el tramo de estudio a escala con una distorsión de 2.5, siendo la escala vertical de 1:30, y la horizontal de 1:75. Esta distorsión era necesaria porque los

calados en el modelo hubieran sido muy pequeños para tomar las medidas de velocidad y calados con precisión, y para desarrollar la turbulencia, pero esto no influye en el análisis que pretende extraer conclusiones generales del flujo desbordado en cauces sinuosos con llanuras. El tramo tiene en planta una geometría sinuosa para el cauce principal, y unas llanuras de inundación a ambos lados (Fig. 7.2.2) con límites rectilíneos y paralelos entre sí. Las llanuras de inundación no son exactamente horizontales (ver Fig. 7.2.2, donde se representa una de las secciones), sino que están ligeramente inclinadas hacia el cauce. La forma en planta del cauce consiste en una curva sinusoidal definida por la ecuación:

$$y = A \operatorname{sen}\left(\frac{2\pi x}{\lambda}\right) \text{ con } A = 0.3 \text{ m y } \lambda = 600/75 \quad (7.2.1)$$



Figura 7.2.1 Vistas aérea del río Besòs a) antes del Proyecto de restauración y b) después del Proyecto.

La ecuación (7.2.1) está considerada como una representación ideal y bastante generalizada de la forma en planta de los meandros de un río real (Yalin, 1992, y Martín-Vide, 2007). Aunque el modelo abarca dos longitudes de onda, la zona de medidas se reduce a una longitud de onda, entre las secciones s6+350 y s6+950 de la Fig. 7.2.2. El máximo ángulo que forman el eje del cauce con el eje de las llanuras es de

13°, y se da en el tramo de cruce, entre las secciones s6+850 y s6+750 y s6+550 y s6+450. Este ángulo coincide con el semiángulo que forma la curva entre las secciones s6+750 y s6+550. La curva sinusoidal de la Ec. (7.2.1) se puede asimilar aproximadamente a dos tramos rectos, los comprendidos entre esas secciones de los tramos de cruce, que se unen por un arco de circunferencia de 26° y de radio 6.4 m.

El canal donde se construyó el modelo tiene 1,75 m de anchura y 18,7 m de longitud total. La pendiente media del cauce en el tramo de estudio comprendido entre las secciones 6+950 y 6+350 es de 9.0×10^{-3} m/m y su sinuosidad es 1.05, por lo que la pendiente media de las llanuras es 9.5×10^{-3} m/m. La geometría del cauce principal es trapecial, con un ancho en el fondo de 0,33 m y un calado a cauce lleno de 0,035 m, las márgenes tienen un talud 2V:1H (60°), lo que da un ancho total en superficie de 0,37 m. En la Fig. 7.2.2 se muestra la geometría en planta y la sección s6+350, situada en el vértice de la curva de aguas abajo. Con estas medidas y geometría, estos experimentos se pueden incluir en el grupo de canales meandriformes de pequeña escala según la clasificación de datos de flujo desbordado de Babaeyan-Koopaei et al (2001).

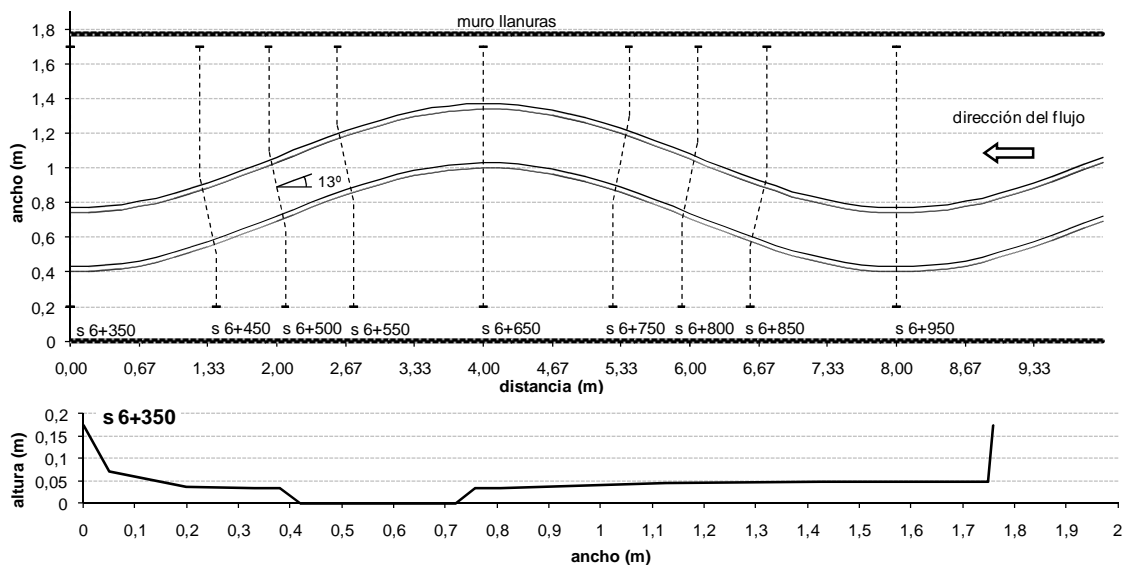


Figura 7.2.2 Geometría en planta del cauce principal. Sección tipo en el eje de la curva. Las escalas vertical y horizontal son diferentes.

En cuanto a los materiales del fondo, el cauce y las llanuras fueron rellenos con gravillas de un tamaño medio de 20 mm, suficiente para no ser arrastradas por el flujo, quedando toda la superficie con una rugosidad homogénea. Posteriormente, en las llanuras se colocaron plantas de plástico flexibles, ver Fig. 7.2.3a, para simular la rugosidad del carrizo (*Phragmites australis*), vegetación autóctona típica de las riberas de los ríos mediterráneos. Estas plantas se insertaron en las gravas, cubriendo completamente las llanuras con una densidad de 1 planta por cada 10x10 cm ó 100 plantas por m², es decir, formando cuadrícula de 10 cm de lado. La altura media de las plantas por encima del fondo de gravas era de 10 cm.

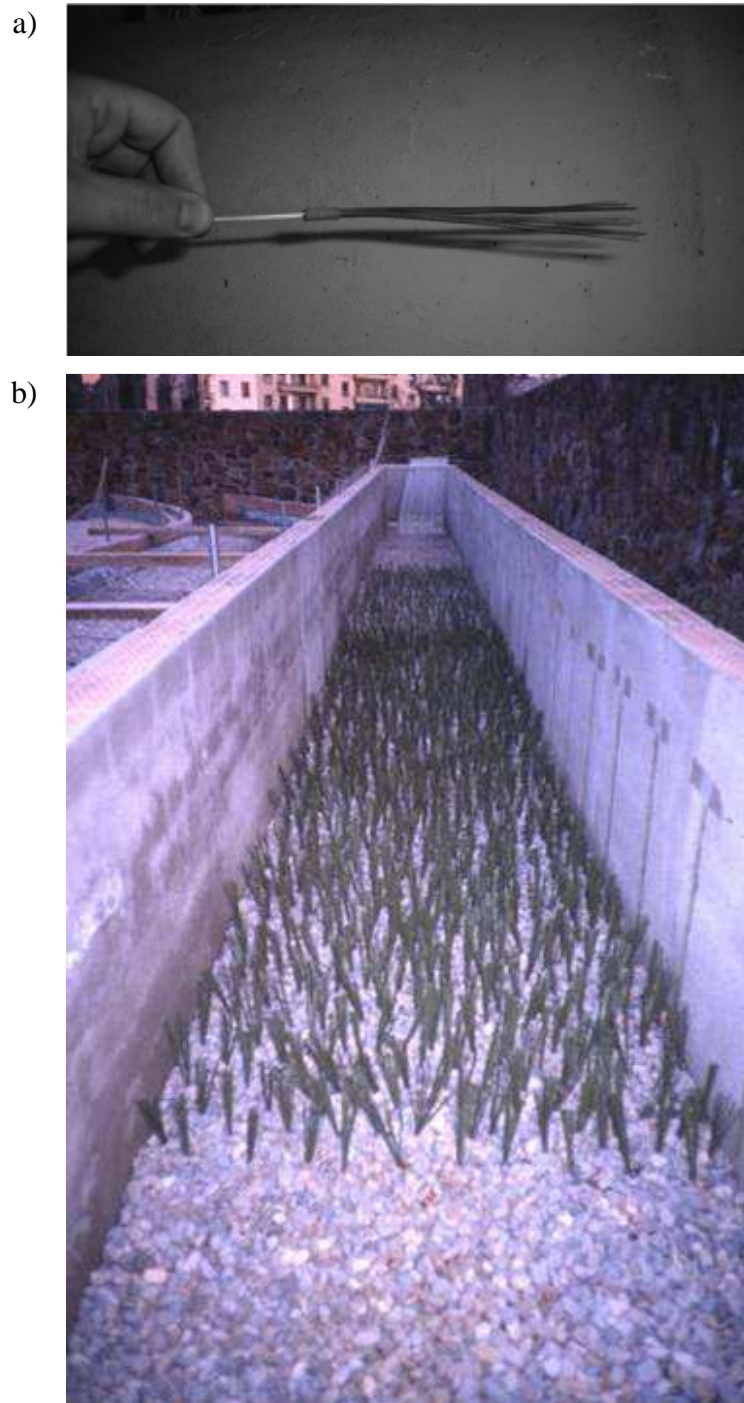


Figura 7.2.3 a) Detalle de una de las plantas de plástico usadas en el modelo reducido, b) Canal de 20m., usado para estimar la rugosidad de las plantas.

Con el fin de identificar con exactitud la resistencia al flujo de los materiales del fondo, gravillas y plantas de plástico, se construyó un canal recto, de sección rectangular de 0.97 metros de ancho y una pendiente de 6.5×10^{-3} m/m, ver Fig. 7.2.3b. En el canal se realizaron ensayos en régimen uniforme, ajustando la condición de contorno de aguas abajo. Se hicieron circular cinco caudales, tanto con fondo de gravillas (las mismas del modelo reducido) como con plantas, éstas en cuadrícula de 10 cm. como en el modelo. La pendiente del fondo del canal, formada con la grava, es la misma que la pendiente media del modelo. Para cada caudal se midió el calado de régimen uniforme, y aplicando la ecuación de Manning se determinaron las rugosidades

tanto de las gravillas como de las gravillas con las plantas, ver Tabla 7.2.1. En la Fig. 7.2.4 se pueden observar fotografías de estos ensayos. Los valores de los coeficientes de Manning de la Tabla 7.2.1 indican que la rugosidad de las gravillas no varía con el calado, con un valor casi constante de 0.025. Sin embargo, las plantas ofrecen una resistencia al flujo variable con el calado, siendo máxima para el caudal que no cubre las plantas ($0.0227 \text{ m}^2/\text{s}$) y disminuyendo a medida que las plantas se doblan.

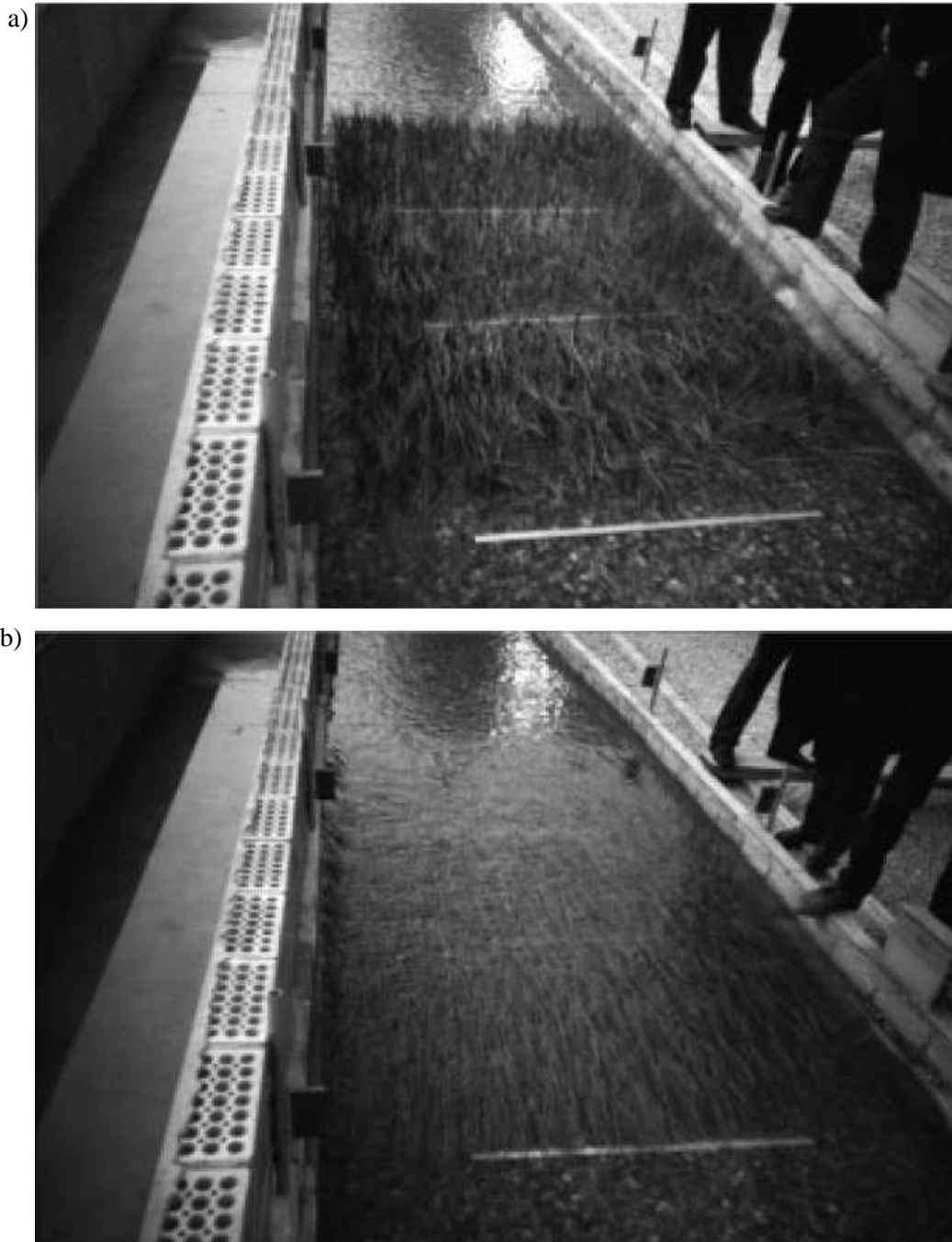


Figura 7.2.4 Ensayos en el canal del modelo para visualizar el efecto de doblado de las plantas, a) caudal que no cubre las plantas, b) caudal que cubre y dobla las plantas.

Tabla 7.2.1. Valores del coeficiente de Manning calculados en el canal de 20 m con diferentes elementos de rugosidad en el fondo.

Caudal q (m ² /s)	Gravillas		Plantas de plástico	
	H (m)	n (s/m ^{1/3})	H (m)	n (s/m ^{1/3})
0.0234	0.053	0.0238	0.109	0.0740
0.0469	0.085	0.0254	0.144	0.0570
0.0704	0.109	0.0250	0.170	0.0490
0.0940	0.130	0.0244	0.196	0.0450
0.1125	0.149	0.0251	0.204	0.0400

Una vez caracterizadas las rugosidades de los materiales empleados, se realizaron los ensayos en el modelo reducido del río Besòs (Fig. 7.2.5). En el modelo se realizaron básicamente dos series de ensayos:

- Ensayos con gravas tanto en el fondo del cauce como en las llanuras de inundación, las paredes exteriores eran de mortero. Se ensayaron cinco caudales: desde 3.6 l/s, que no desbordaba el cauce, hasta 171.26 l/s, caudal máximo de desbordamiento.
- Ensayos con gravas en el fondo cauce, y con las plantas de plástico colocadas sobre las gravas en las llanuras de inundación, tratando de simular el carrizo (*Phragmites australis*). Se ensayaron los cinco mismos caudales que en el caso anterior. La altura de la planta antes de doblarse por el flujo del agua es de 10 cm aproximadamente.



Figura 7.2.5 Fotografía del modelo reducido del río Besòs. La fotografía es ilustrativa del proyecto de restauración, en los ensayos las plantas ocupaban toda la superficie de las llanuras.

Los valores del coeficiente de rugosidad obtenidos en el canal recto (Tabla 7.2.1), permiten calcular los coeficientes de rugosidad para cada uno de los caudales estudiados en el modelo reducido del río Besòs. Entrando con el producto de la velocidad media y del calado medio en las llanuras, se puede interpolar entre los puntos de la Fig. 7.2.6.

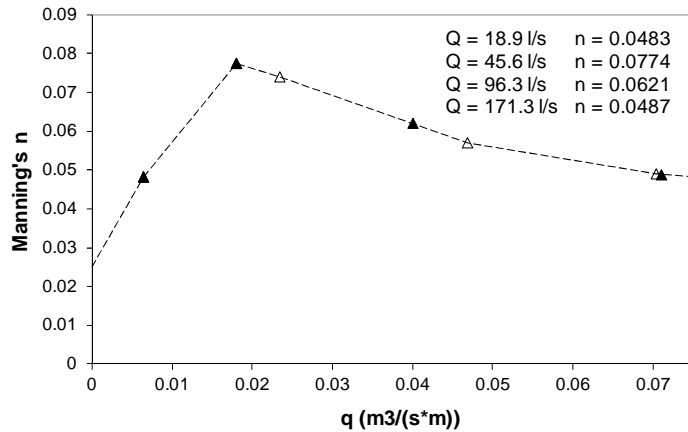


Figura 7.2.6 Valores del coeficiente de rugosidad de las plantas. Los triángulos blancos son los valores obtenidos en el canal recto (Tabla 7.2.1, faltan los dos mayores porque se salen del rango de caudales estudiados en el modelo reducido) y los triángulos negros los interpolados para los caudales del modelo reducido del río Besòs (valores en la leyenda).

Toma de Datos. Descripción y equipos

En el apartado anterior se describieron las características del modelo reducido del río Besòs en el que se realizaron nueve ensayos distintos, uno con caudal cercano al de cauce lleno y ocho con caudal desbordado, cuatro de ellos con llanuras igual de rugosas que el cauce y otros cuatro con llanuras más rugosas, simulando vegetación flexible. El tramo de estudio se dividió en secciones y para cada caudal se midió la velocidad a una altura del 40% del calado en diferentes puntos de cada sección. En total se tomaron medidas en diferentes secciones entre el P.K. 7+100 y el P.K. 6+250 de la Fig. 7.2.7, entre ellas las 9 secciones que abarcaban una longitud de onda completa de la forma sinusoidal del cauce principal, ver Fig. 7.2.2.

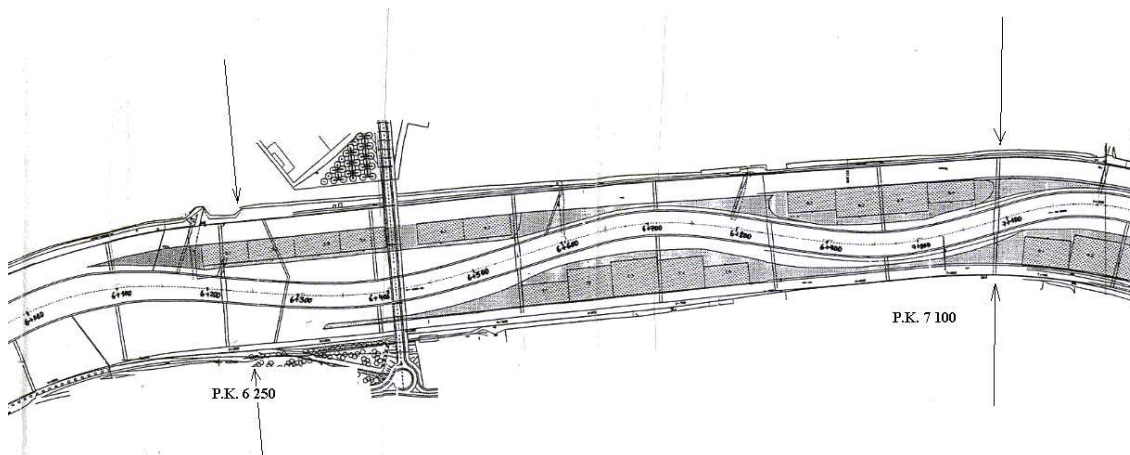


Figura 7.2.7. Plano en planta del modelo reducido del río Besòs. Las flechas indican los extremos del tramo de medidas.

Una vez establecido en la sección de aguas arriba el correspondiente caudal de estudio, se realizó la toma de datos, que consistió en medir los calados en tres puntos de cada sección, y las velocidades en diversos puntos de cada una de esas secciones, en las que previamente se había medido el calado. Como la condición de contorno de aguas abajo fue un azud con vertido libre, el régimen no es uniforme en todo el tramo, aunque se puede considerar cuasi-uniforme en el tramo comprendido entre el P.K. 6+250 y el

P.K. 7+100 (Fig. 7.2.7), suficientemente alejado de la curva de desagüe hacia el azud. En este tramo las llanuras son rectas y paralelas y el cauce cubre una longitud de onda completa de la forma sinusoidal. Además en este tramo se reduce la influencia de las condiciones de contorno de aguas abajo y aguas arriba.

Los calados en los puntos de medida se calcularon a partir de las medidas de los niveles de la superficie del agua y de los niveles del fondo con hidrómetros manuales. La precisión de las medidas es de ± 0.1 mm, lo que da un error relativo máximo de $\pm 1\%$ en el menor calado medido, que es de 2 cm. Los tres puntos de medida se situaron, uno en el centro del cauce y los otros dos en cada llanura a una distancia de 5 cm desde el límite inferior del muro. Los tres datos de calado de cada una de las secciones son muy parecidos entre sí, por lo que se ha realizado la media de los tres, de modo que para cada caudal ensayado, tanto con plantas como sin plantas, se cuenta con un valor de altura de lámina de agua en cada sección.

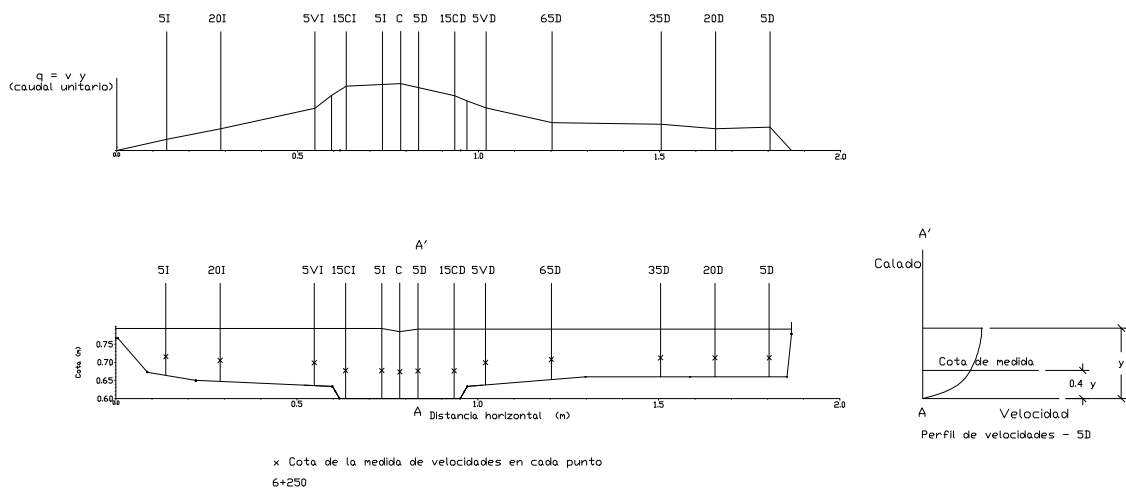


Figura 7.2.8 Sección 6+250 del modelo reducido del Besòs, donde se representan los puntos de medida. Observar el tamaño del cauce principal y la forma aproximadamente horizontal de las llanuras de inundación. Arriba se representa la curva de caudales unitarios medidos para un caudal de 171.26 l/s, con plantas en las llanuras

Las velocidades fueron tomadas con un medidor bidimensional electromagnético, de marca Valeport. Los datos se midieron en distintos puntos a lo ancho de cada una de las secciones, tanto en el cauce (puntos C, 5I, 15CI, 5D y 15CD) como en las llanuras (Fig. 7.2.8) y a una profundidad igual al 40 % del calado en cada punto, que se corresponde aproximadamente a la profundidad en la que se tiene la velocidad media (ver Fig. 7.2.8), suponiendo una distribución logarítmica de velocidades. En cada uno de los puntos se midieron las velocidades en x y en y , siendo x la dirección principal del flujo, e y la dirección perpendicular a x en horizontal. El número total de puntos de medida de la velocidad fueron trece, cinco en el cauce y el resto en las llanuras. En el caudal más pequeño, los dos puntos de las llanuras más cercanos a los muros exteriores eran poco profundos y no permitían medir, por lo que solo se midió en un total de once puntos.

En la Fig. 7.2.9 se muestra la estructura de los datos manejados en la sección 6+250, para un caudal de 171.26 l/s con plantas en las llanuras de inundación. En los puntos indicados de la sección se tomaron tres parejas de datos de velocidad, V_x y V_y , y se calculó la media (fila sombreada de la tabla). Se pueden ver también los puntos en los

que se midieron los niveles de agua y calados. Estos niveles son absolutos, referidos a un punto de cota absoluta 0.4978 m; las medidas están en cm; por lo tanto, para obtener medidas absolutas de los niveles, hay que dividir las entre 100 y sumar 0.4978 m. De este modo obtenemos las medidas que serán contrastadas en los modelos numéricos.

P.K.	6+250		R												
	5			20			5VI			15CI			C		
I	Vx	Vy	V	Vx	Vy	V	Vx	Vy	V	Vx	Vy	V	Vx	Vy	V
	0.23	0.013	0.23	0.402	0.053	0.406	0.754	0.012	0.754	0.903	0.036	0.903	1.002	0.045861	1.003
	0.238	0.015	0.239	0.415	0.046	0.417	0.769	0.023	0.769	0.938	0.036	0.938	1.017	0.035501	1.018
	0.249	0.014	0.25	0.402	0.048	0.405	0.718	0.023	0.718	0.916	0.042	0.917	0.977	0.049036	0.978
MEDIA	0.239	0.014	0.24	0.406	0.049	0.409	0.747	0.019	0.747	0.919	0.038	0.92	0.999	0.043466	1
	5			20			35			65			5VD		
D	Vx	Vy	V	Vx	Vy	V	Vx	Vy	V	Vx	Vy	V	Vx	Vy	V
	0.516	0.025	0.517	0.5	0.121	0.515	0.586	0.041	0.587	0.577	0.12	0.589	0.746	0.075233	0.75
	0.5	0.036	0.501	0.429	0.107	0.442	0.554	0.038	0.556	0.532	0.098	0.541	0.802	0.072345	0.806
	0.478	0.037	0.48	0.454	0.121	0.47	0.519	0.04	0.521	0.555	0.116	0.567	0.765	0.074574	0.769
MEDIA	0.498	0.033	0.499	0.461	0.116	0.476	0.553	0.04	0.555	0.554	0.111	0.566	0.771	0.074051	0.775
	15CD			CALADOS											
	Vx	Vy	V	5I	C	5D									
	0.78	0.08033	0.784	29.6	28.8	29.4									
	0.789	0.0866	0.793												
	0.808	0.07589	0.811												
	0.792	0.08094	0.796	29.6	28.8	29.4									

Figura 7.2.9 Formato de los datos obtenidos en cada punto de los representados en la Fig. 7.2.8, en velocidades (5, 20, 5VI, 15CI, C, 5, 20, 35, 65, 5VD, 15CD) y calados (5I, C, 5D). Las letras indican la posición en el cauce principal y los números la distancia a la margen más cercana. Ver Anejo I para los datos de velocidad y calados en todos los caudales.

Mediante la integración de la distribución del caudal unitario (Fig. 7.2.8), se calcula el caudal total que circula por cada una de las secciones, para cada uno de los caudales analizados. Esta integración se ha efectuado calculando áreas entre puntos consecutivos de la curva $q-x$ mediante la regla del trapecio, salvo en los extremos, donde se ha calculado como el área de un triángulo. Con ello se consigue evaluar el grado de dispersión entre medidas, para un mismo caso, y determinar si el caudal estaba correctamente aforado en cada uno de los ensayos. Los aforos del caudal en la entrada al canal se realizaron mediante un vertedero triangular, debidamente calibrado. A continuación se presentan los valores de los caudales aforados (Tabla 7.2.2), comparados con la media de los valores integrados para cada caso en todas las secciones; también se incluye la desviación media cuadrática de los caudales de cada sección con respecto al caudal medio calculado, así como el porcentaje que ésta representa sobre el total. Estos caudales integrados demuestran que el caudal aforado es bastante coherente con las medidas de velocidades realizadas, si bien tiene tendencia a ser ligeramente inferior al calculado mediante integración. Las desviaciones medias de los caudales calculados en las nueve secciones con respecto a la media se encuentran en

el entorno de los valores esperables, no superando en ningún caso el 20%. Además son superiores para los caudales más pequeños (en proporción), como era de esperar.

Tabla 7.2.2 Caudales medios estimados a partir de las medidas de velocidad. Desviaciones respecto a los caudales aforados.

Q teórico aforado (l/s)	Q medido sin plantas (l/s)	Desviación media s. p. (l/s)	Desviación (%)	Q medido con plantas (l/s)	Desviación media c. p. (l/s)	Desviación (%)
3.60	3.71	0.70	18.87	3.71	0.70	18.87
18.96	20.31	2.30	11.32	19.99	2.60	13.01
45.56	47.94	5.30	11.06	50.85	9.00	17.70
96.33	101.46	6.70	6.60	94.3	5.30	5.62
171.26	182.04	11.70	6.43	176.02	9.00	5.11

La Tabla 7.2.3 resume los principales parámetros de los ensayos (ANEJO I):

Tabla 7.2.3. Parámetros principales de los ensayos. Dimensiones en metros.

Tipo de ensayo	Series ref.	b/h	B/b	Forma del Cauce (pendiente margen)	Rugosidad Llanuras (n_r)	Ancho Llanuras (B_r)	Calado Cauce (h)	Pend. (x1000)	Datos (N)
Sin plantas	B-sp	10	4.20	Trapezoidal (1H:1V)	gravas (0.025)	0.4 x 1+ 1.0 x 1 Sección curva	0.033	0.0085	4
Con plantas	B-cp	10	4.20	Trapezoidal (1H:1V)	Vegetación flexible (0.048-0.077)	0.4 x 1+ 1.0 x 1 Sección curva	0.033	0.0085	4

7.3. Análisis de los resultados. Características del flujo desbordado en un cauce sinuoso.

En este apartado, se analizan las medidas de niveles de agua y velocidades en las diferentes secciones del modelo reducido del río Besós, con el fin de intentar establecer un comportamiento general del flujo desbordado en los cauces sinuosos con llanuras. El objetivo principal es tratar de conocer cómo la sinuosidad del cauce, la rugosidad de las llanuras y la interacción entre el cauce y las llanuras pueden afectar a la capacidad hidráulica y a la distribución de velocidades.

7.3.1. Curvas caudal-calado

Las curvas de gastos o curvas caudal-calado son las relaciones más importantes para conocer el riesgo de inundación. Son muchos los factores que influyen en estas relaciones que permiten determinar la capacidad hidráulica de un cauce para cada calado. En cauces con llanuras de inundación estos factores son, para el cauce y las llanuras: las áreas transversales de flujo, los perímetros mojados, las rugosidades de fondo y las formas en planta. Estos factores afectan a los principales fenómenos que generan la resistencia al flujo: resistencia del fondo, flujos secundarios, interacción turbulenta entre el cauce y la llanura, intercambio de caudal entre el cauce y las llanuras y otros fenómenos menos importantes.

Con los datos del modelo reducido del río Besòs sólo se puede analizar la influencia de la rugosidad de las llanuras en la curva de gastos del cauce desbordado. Con el fin de analizar también la influencia de la sinuosidad del cauce, y aplicando los resultados

del capítulo anterior, se ha calculado la curva calado-caudal para un cauce recto de las mismas dimensiones que el del modelo reducido y dos llanuras simétricas con el mismo ancho total. En la Fig. 7.3.1 se observan las curvas calado-caudal para los dos experimentos, cauce sinuoso con llanuras sin plantas (rombos blancos) y con plantas (rombos negros), y para los dos casos ideales, cauce recto con llanuras sin plantas (cruces) y con plantas (asteriscos). Estas curvas muestran, que en las llanuras vegetadas se reduce la capacidad de la sección completa considerablemente, tanto cuando el cauce era recto como cuando es sinuoso. El efecto de la sinuosidad del cauce no tiene tanta influencia, especialmente por la pequeña sinuosidad, menor de 1.10, de este caso.

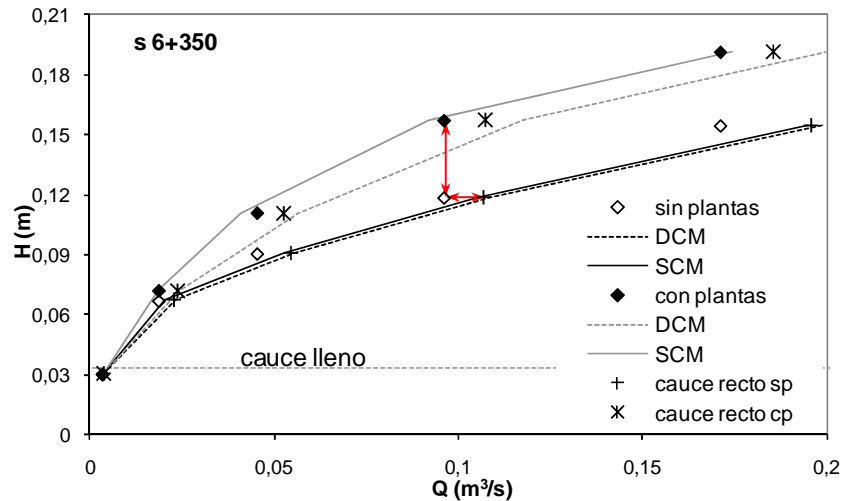


Figura 7.3.1 Curvas calado-caudal para el modelo reducido del río Besòs, con plantas (rombos negros) y sin plantas (rombos blancos). Comparación con las curvas calculadas con el DCMv, el SCM, y el ASFM para el caso de cauce recto sin plantas (cruces) y con plantas (asteriscos). Las líneas rojas muestran la reducción del caudal debida a la sinuosidad del cauce (cruz-ast. blanco) y el aumento de calado debido a la rugosidad de las llanuras (ast. blanco-ast. negro).

En la Fig. 7.3.1 también se pueden observar las curvas de gastos calculadas con el DCMv y el SCM para los dos experimentos, con plantas y sin plantas. En el caso sin plantas las dos curvas prácticamente coinciden, debido a que para calados relativos mayores de 0.5, y cuando el cauce y las llanuras tienen rugosidades similares, ambos métodos dan resultados parecidos, como ya se concluyó en el capítulo anterior. Sin embargo, conviene destacar que la sinuosidad del cauce hace que el caudal real sea menor que el caudal calculado con el SCM como ocurría en el capítulo anterior con cauces rectos pero llanuras más lisas que el cauce. En el caso de llanuras con plantas, con rugosidad mayor que la del cauce, las curvas calculadas con el SCM y el DCMv son diferentes y los valores medidos en el laboratorio se encuentran entre ambas curvas, igual que cuando el cauce era recto. Con el fin de posibilitar el uso de los resultados obtenidos se muestran las ecuaciones de las curvas calado-caudal obtenidas con el análisis de regresión (Fig. 7.3.2):

$$Q = 4.67H^{2.07} \text{ sin plantas} \quad (7.3.1a)$$

$$Q = 15.17H^{2.41} \text{ con plantas} \quad (7.3.1b)$$

donde el caudal, Q , se expresa en m^3/s y el calado, H , en m.

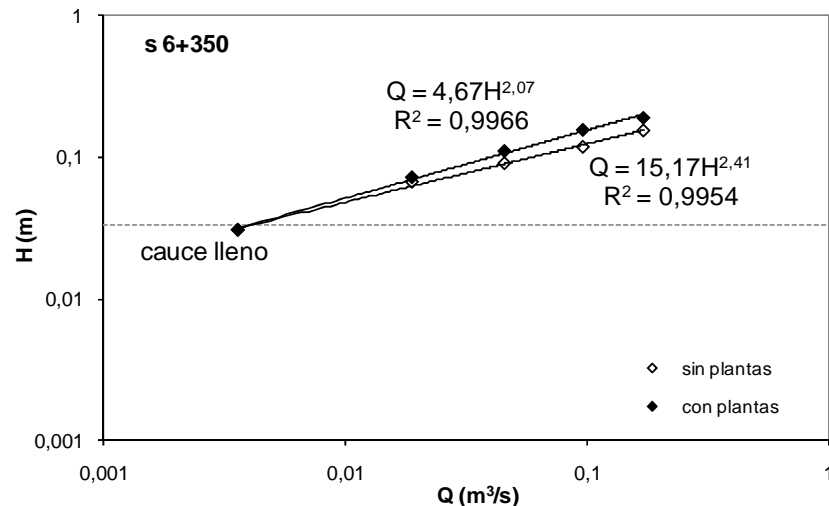


Figura 7.3.2 Ecuaciones de las curvas calado-caudal para el modelo reducido del río Besòs, con plantas (rombos negros) y sin plantas (rombos blancos).

7.3.2. Estructuras de flujo.

En el estado del conocimiento se describieron los principales avances realizados en el flujo desbordado en cauces meandriiformes. Resumiendo el intenso trabajo experimental realizado en los últimos 20 años, las principales características de este tipo de flujo son:

1. Resistencia al flujo debida a la fricción con el contorno sólido, tanto en cauce como en llanuras, al igual que en cauces rectos.
2. Incremento de la resistencia al flujo en el cauce debido a los flujos secundarios generados en las curvas y a los generados en las zonas de cruce con las llanuras.
3. Expulsión de caudal del cauce hacia la llanura de aguas abajo justo después de las curvas.
4. Entrada de caudal en el cauce desde la llanura de aguas arriba en la zona de cruce, situada entre dos curvas.
5. Fuerzas de interacción que aparecen entre cauce y llanura, especialmente en la zona de cruce, donde el ángulo formado por el flujo del cauce y el flujo de las llanuras es mayor. Estas fuerzas son mayores en la margen en la que la llanura incorpora agua al cauce, o margen de la llanura de aguas arriba.

Con los datos experimentales del modelo reducido del río Besòs no se puede tener una descripción completa del flujo, teniendo en cuenta que únicamente se tomaron medidas de las velocidades en un punto de cada vertical. Aún así, la información que la distribución y dirección de estas velocidades pueden aportar es importante para establecer unas características en dos dimensiones del flujo desbordado en cauces meandriiformes. En primer lugar se analizan las direcciones de las velocidades promediadas en calado (en realidad medidas a un calado igual al 40% del calado total), comparando los casos de flujo confinado en el cauce, de flujo desbordado en llanuras sin plantas y de flujo desbordado en llanuras con plantas.

En la Fig. 7.3.3 se muestran los vectores de velocidad para el caudal de 3.6 l/s que es cercano al de cauce lleno. Se puede ver que las direcciones de la velocidad siempre son paralelas a las márgenes, y debido a que el fondo es rígido los valores máximos se dan cerca del centro del cauce, incluso en la sección del meandro.

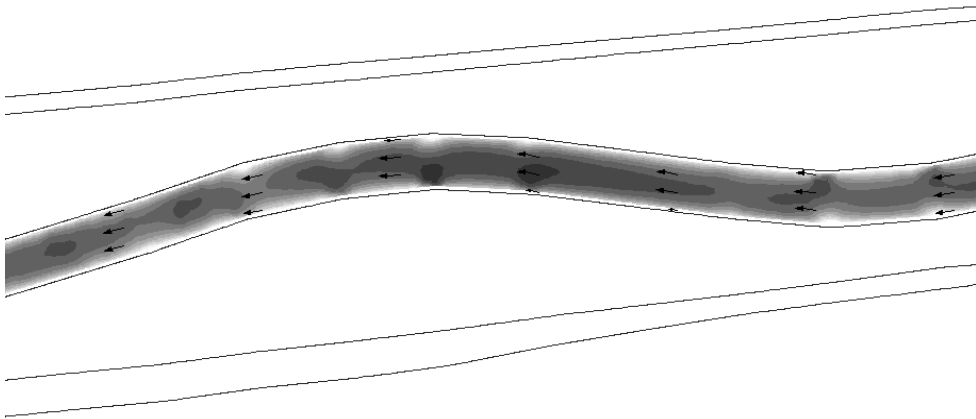


Figura 7.3.3. Vista en planta de los vectores de velocidad entre las secciones s6+500 (a. abajo) y s6+950 (a. arriba), para el caudal de 3.6 l/s. Los colores muestran la magnitud de la velocidad (el más oscuro la máxima).

Los calados relativos estudiados son mayores de 0.5, por lo que en los casos de flujo desbordado sin plantas las velocidades de las llanuras son similares a las del cauce, produciéndose un fuerte arrastre del flujo del cauce en la zona de cruce. En el caudal más pequeño este efecto no es tan evidente, Fig. 7.3.4, y las velocidades del cauce siguen la dirección sinuosa del cauce. Sin embargo, en el caudal más grande las velocidades en el cauce son prácticamente paralelas a las de las llanuras, ver Fig. 7.3.5.

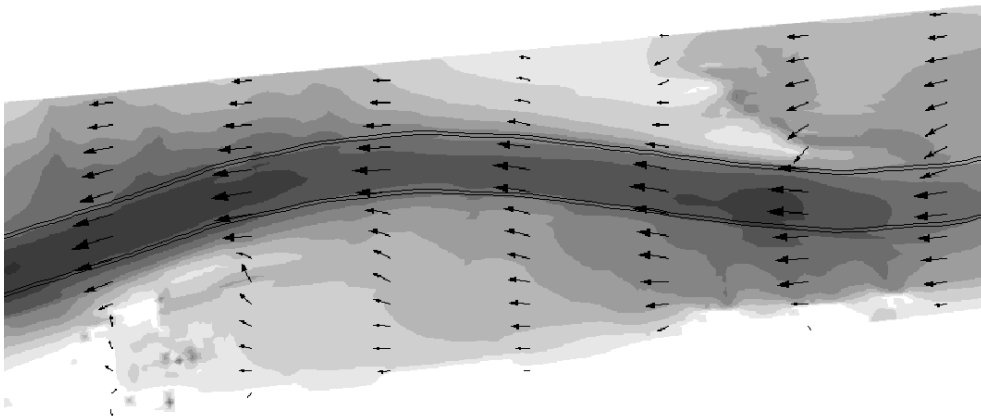


Figura 7.3.4. Ídem Fig. 7.3.3 para el caudal de 18.9 l/s sin plantas.

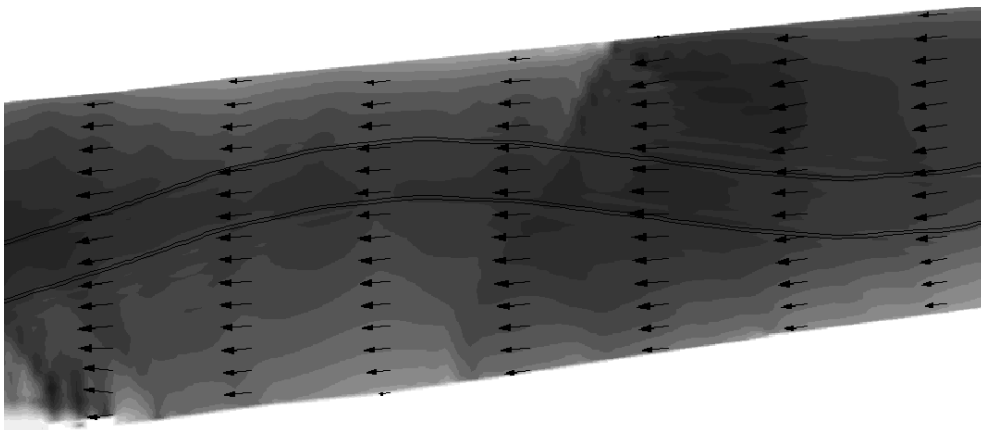


Figura 7.3.5. Ídem Figs. 7.3.3 y 7.3.4 para el caudal de 171.33 l/s sin plantas.

En el caso de llanuras con plantas los resultados son muy diferentes. En el caudal más pequeño, con un calado relativo mayor de 0.6, el flujo en el cauce es paralelo a las márgenes, interactuando fuertemente con el débil flujo de las llanuras en la zona de cruce, ver Fig. 7.3.6a. Las máximas velocidades se dan en la margen de aguas abajo en la zona de cruce y en el centro del cauce en la curva. Esto indica que aunque el flujo de la llanura no llega a modificar la dirección del flujo en el cauce, sí tiene un efecto de frenado en la margen de aguas arriba, desplazando las máximas velocidades hacia la otra margen, donde el cauce cede caudal a la llanura de aguas abajo (la que recibe agua del cauce). En la Fig. 7.3.6b se muestra un esquema simplificado de las velocidades en las secciones de la curva y de cruce, indicando la trayectoria que sigue la línea de máxima velocidad, cruzando desde el centro del cauce en la curva hasta la margen de aguas abajo en la zona de cruce y volviendo al centro del cauce en la siguiente curva. Siempre la máxima velocidad se da dentro del cauce.

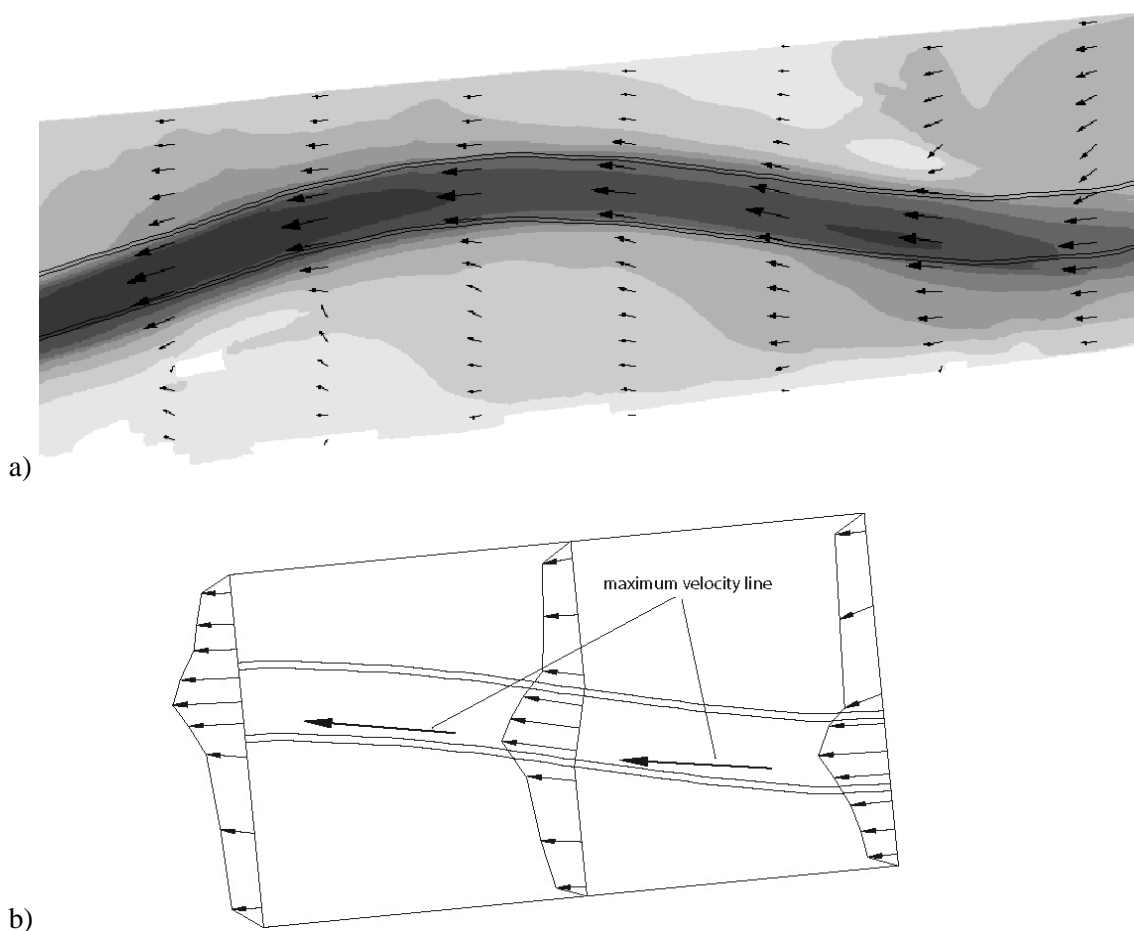
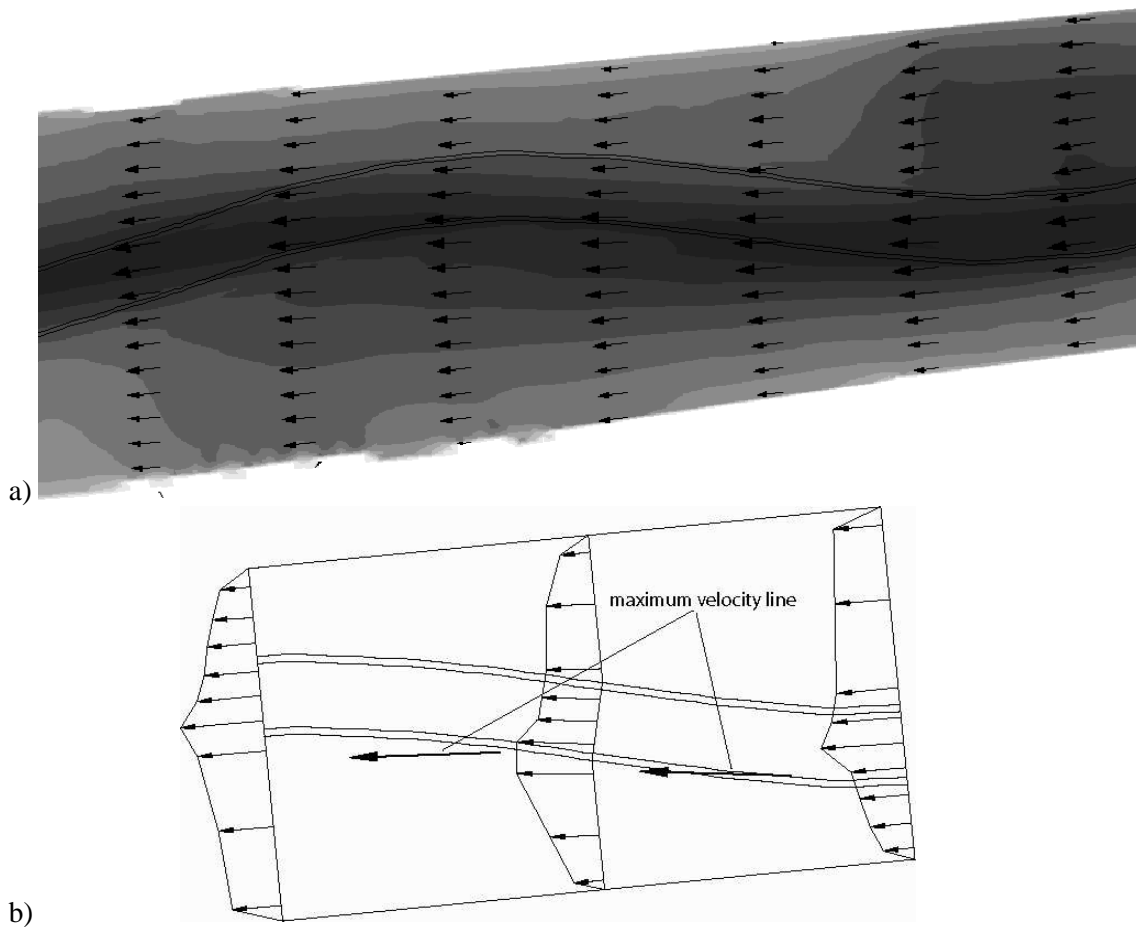


Figura 7.3.6. a) Vista en planta de los vectores de velocidad entre las secciones 6+500 (a. abajo) y 6+950 (a. arriba), para el caudal de 18.9 l/s con plantas. Los colores muestran la magnitud de la velocidad (el más oscuro la máxima). b) esquema simplificado y trayectoria de la línea de velocidad máxima.

A medida que el calado y el caudal crecen, la velocidad de las llanuras y el área de intercambio aumentan, y el caudal que las llanuras aportan al cauce es mayor. En el caudal más alto el flujo de las llanuras aumenta y desplaza al flujo del cauce hacia la llanura de aguas abajo. La Fig. 7.3.7a muestra que la magnitud de los vectores de velocidad en la llanura es similar a la del cauce y que los puntos de máxima velocidad en cada sección se producen en la llanura de aguas abajo. En el esquema simplificado de

la Fig. 7.3.7b se muestra cómo la línea de máxima velocidad sigue la línea de la llanura de aguas abajo al salir de la sección de cruce y en la curva atraviesa el cauce hasta la siguiente llanura de aguas abajo.



b) *Figura 7.3.7. a) Vista en planta de los vectores de velocidad entre las secciones s6+500 (a. abajo) y s6+950 (a. arriba), para el caudal de 171.3 l/s con plantas. Los colores muestran la magnitud de la velocidad (el más oscuro la máxima). b) esquema simplificado y trayectoria de la línea de velocidad máxima.*

7.3.3. Distribución lateral de la velocidad promediada en calado.

Los vectores de velocidad representados en la sección anterior muestran también la magnitud de las velocidades promediadas en calado (en realidad medidas a una altura correspondiente a un 40% del calado en cada punto de medida). El análisis de la distribución lateral de estas velocidades en cada sección sirve para confirmar el desplazamiento de la velocidad máxima hacia la llanura de aguas abajo y el incremento de velocidad que se produce en las llanuras.

En la geometría sin plantas las rugosidades de cauce y llanuras son iguales, y con los calados relativos mayores de 0.5 es de esperar que las velocidades en ambas zonas sean similares. En la Fig. 7.3.8a se puede ver la distribución en la sección de curva, s6+950 (ver Fig. 7.2.6), para los dos caudales más pequeños, 18.96 l/s y 45.56 l/s, y en la Fig. 7.3.8b la distribución para los dos caudales más grandes, 96.33 l/s y 171.26 l/s. En el caudal más pequeño la velocidad máxima se da en el cauce, mientras que para el resto

de caudales se da en el primer punto de medida de la llanura ancha o interior (drcha. en este caso), que recibe agua del cauce en la zona de cruce. Las velocidades son más grandes cuanto mayor es el caudal en todos los puntos de medida. Además, las velocidades en la llanura ancha, son mayores que en la llanura estrecha o exterior (izda. En este caso), que solo lleva agua de la llanura.

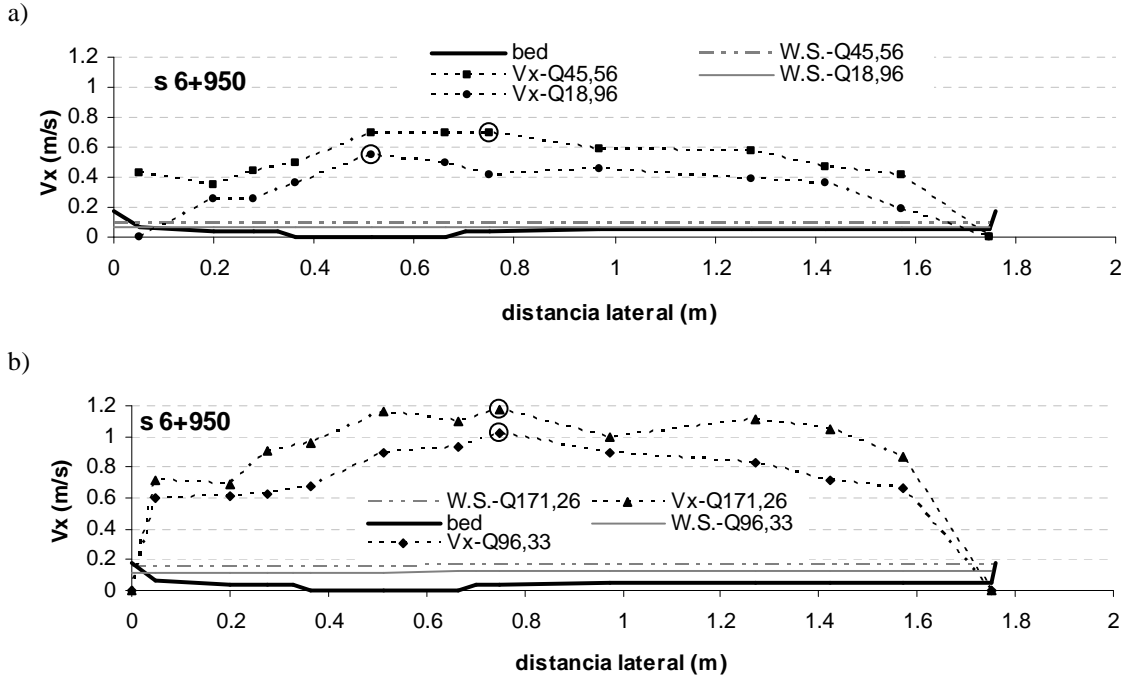


Figura 7.3.8. Distribución lateral de la velocidad principal (medida a un 40% del calado) en la sección de curva (s 6+950). a) caudales de 45.56 l/s y de 18.96 l/s y b) caudales de 171.26 l/s y de 96.33 l/s, sin plantas. Los círculos blancos indican la velocidad máxima.

En la zona de cruce la distribución cambia ligeramente, Fig. 7.3.9: se produce un mínimo de velocidad en el cauce, justo donde entra agua desde la llanura de aguas arriba (dcha. en esta sección), y el máximo se produce en el primer punto de medida de la llanura de aguas abajo (izda. en esta sección), que tiene la curva (s6+950) aguas arriba. Además, las velocidades en la llanura de aguas arriba, que aporta caudal al cauce, son menores que las de la llanura de aguas abajo, que recibe caudal del cauce. Las velocidades son más grandes cuanto mayor es el caudal en todos los puntos de medida. Tanto en esta sección como en la de curva las distribuciones no son simétricas, como ocurre en cauces rectos con llanuras simétricas, sino que se observa que la velocidad crece desde la llanura más lenta hasta alcanzar la velocidad máxima en la llanura de aguas abajo o llanura ancha en la sección en curva, manteniéndose un valor mayor de la velocidad en esta llanura. Es destacable también que para los caudales analizados no cambia sustancialmente la forma de la distribución, únicamente el valor, que es mayor al aumentar el caudal. Esto indica que aunque el calado relativo sea alto, entre 0.5 y 0.8, el cauce tiene un importante efecto en la distribución de las velocidades en la sección. Las diferencias de velocidad son de hasta 0.4 m/s entre la mínima y la máxima, para velocidades entre 0.4 m/s y 1.2 m/s, lo que supone un 100% de aumento respecto a la velocidad mínima y más de un 30% de reducción respecto a la máxima.

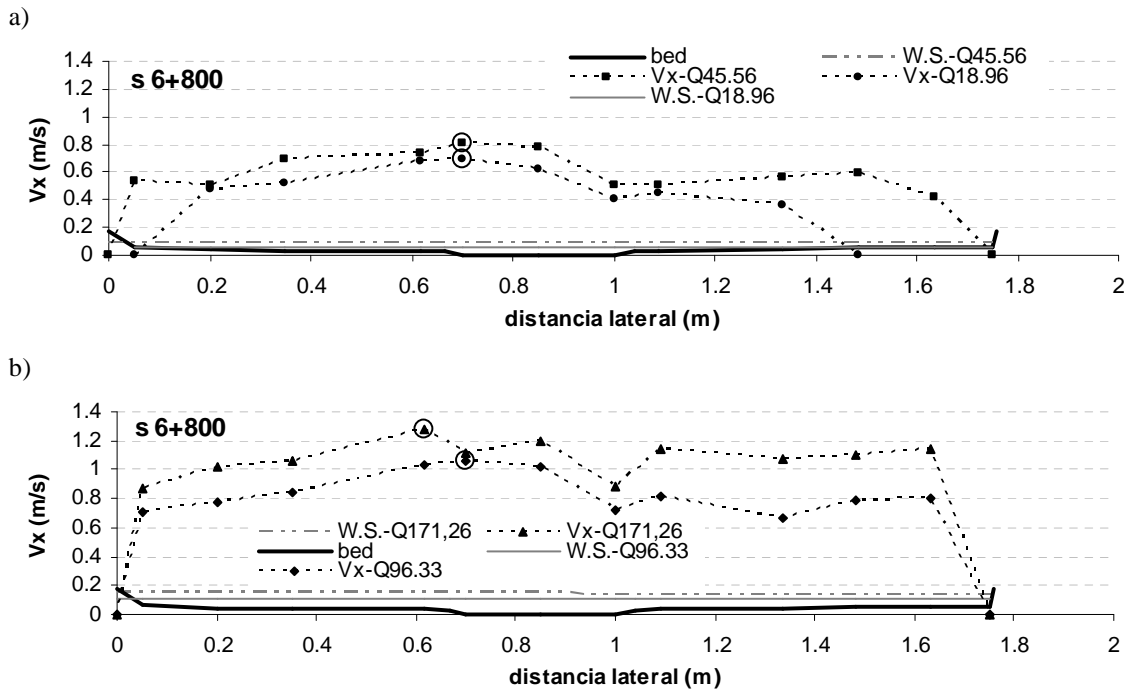


Figura 7.3.9. Distribución lateral de la velocidad principal (medida a un 40% del calado) en la sección de cruce (s 6+800). a) caudales de 45.56 l/s y de 18.96 l/s y b) caudales de 171.26 l/s y de 96.33 l/s, sin plantas. Los círculos blancos indican los puntos de velocidad máxima.

En la geometría con plantas, las rugosidades de cauce y llanuras son muy diferentes, además el coeficiente de rugosidad (Manning) de las llanuras varía con el caudal, aumentando hasta su valor máximo para el de 45.56 l/s y reduciéndose en los dos caudales mayores. En la Fig. 7.3.10a se puede ver la distribución en la sección de curva, s 6+350, para los dos caudales más pequeños, 18.96 l/s y 45.56 l/s, y en la Fig. 7.3.10b la distribución para los dos más grandes, 96.33 l/s y 171.26 l/s. En todos los casos el punto de velocidad máxima se da en el cauce, aunque en el caudal más pequeño es en el centro, y en los demás está desplazado hacia la llanura más ancha, la que recibe agua del cauce desde la curva de aguas arriba. Las velocidades son más grandes cuanto mayor es el caudal en todos los puntos de medida. Sin embargo, en los dos caudales más pequeños, 45.56 l/s y 18.96 l/s, las velocidades de ambas llanuras son similares, debido a que el calado es menor y a que el coeficiente de rugosidad de las llanuras aumenta con el caudal entre estos dos casos, haciendo que la pérdida de agua del cauce sea más pequeña. Este aumento de la rugosidad provoca que las velocidades en las llanuras de ambos casos sean prácticamente iguales. Entre los dos caudales más grandes, 171.26 l/s y 96.33 l/s, la velocidad aumenta más que en los casos sin plantas, debido al aumento de área y a que la rugosidad disminuye por la flexibilidad de las plantas en el Q171cp. Además, en estos dos caudales las velocidades en la llanura derecha, o llanura ancha, que recibe agua del cauce desde la curva de aguas arriba, son mayores que en la llanura izquierda, o llanura estrecha, que solo lleva agua de la llanura.

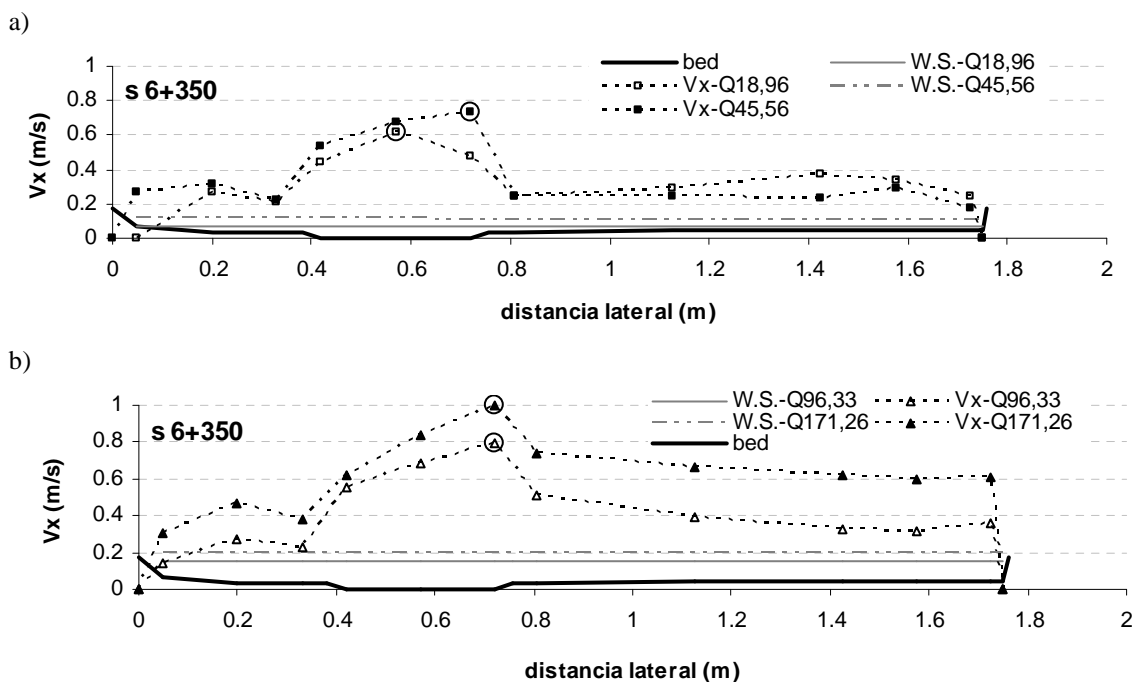


Figura 7.3.10. Distribución lateral de la velocidad principal (medida a un 40% del calado) en la sección de curva. a) caudales de 45.56 l/s y de 18.96 l/s y b) caudales de 171.26 l/s y de 96.33 l/s, con plantas. . Los círculos blancos indican los puntos de velocidad máxima.

En la Fig. 7.3.11 se muestra la distribución en la zona de cruce para el caso con plantas. El mínimo de velocidad ya no se produce en el cauce, sino en la llanura de aguas arriba (izda. en esta sección), cerca de las márgenes. El máximo sí se produce en el cauce, en la margen de la llanura de aguas abajo (drcha. en esta sección), que tiene la curva (s6+650) aguas arriba. En esta sección, las velocidades en la llanura de aguas arriba, la que aporta caudal al cauce, también son menores que las de la llanura de aguas abajo, la que recibe caudal del cauce, como ocurría en los casos sin plantas. Tanto en esta sección como en la curva, las velocidades son más grandes cuanto mayor es el caudal en todos los puntos de medida, y las distribuciones no son simétricas como ocurre en cauces rectos con llanuras simétricas. Se observa que la velocidad crece desde la llanura más lenta (llanura de aguas arriba) hasta alcanzar la velocidad máxima en la llanura de aguas abajo, manteniéndose un valor mayor de la velocidad en esta llanura. En la sección en curva, la velocidad aumentaba desde la margen del cauce con la llanura estrecha o exterior hasta la margen con la llanura ancha o interior, manteniéndose en ésta una velocidad mayor que en la otra llanura.

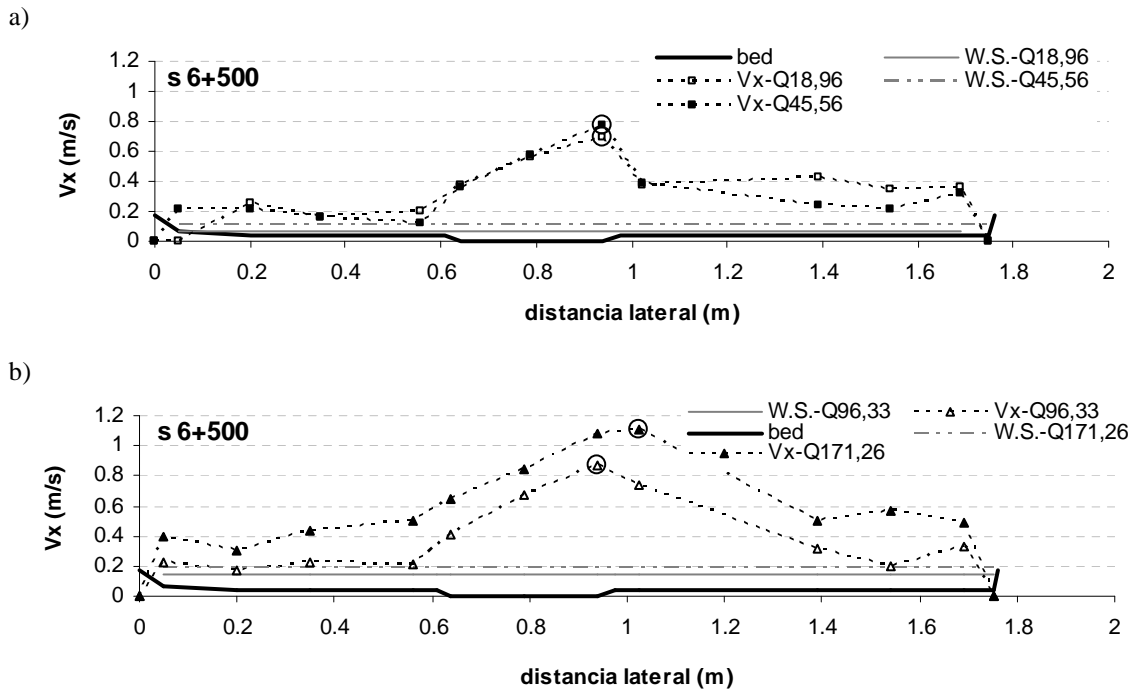


Figura 7.3.11. Distribución lateral de la velocidad principal (medida a un 40% del calado) en la sección de cruce. a) caudales de 45.56 l/s y de 18.96 l/s y b) caudales de 171.26 l/s y de 96.33 l/s, con plantas. Los círculos blancos indican los puntos de velocidad máxima.

Es destacable también que para los caudales analizados no cambia sustancialmente la forma de la distribución, únicamente el valor de la velocidad en cada punto que aumenta al aumentar el caudal. Esto indica que cuando la rugosidad de las llanuras es igual o mayor que la del cauce, la planta sinuosa de éste tiene un importante efecto en la distribución de las velocidades en la sección, aunque el calado relativo sea alto. Además, si se comparan los casos sin plantas con los casos con plantas se puede observar la influencia que tiene el hecho de que la rugosidad no sea constante para todos los calados. La fig. 7.3.12a muestra las distribuciones de los cuatro caudales sin plantas y la Fig. 7.3.12b las de los cuatro caudales con plantas. En los casos sin plantas, al aumentar el caudal aumenta la velocidad en todos los puntos de medida en la misma proporción, excepto en puntos aislados. En el caso con plantas, sin embargo, hay un incremento muy grande de las velocidades entre el caudal de 96.33 l/s y de 171.26 l/s, entre los demás caudales el aumento es mucho menor y similar entre ellos. Estas diferencias son debidas a que en los casos sin plantas, al suponerse la rugosidad constante, el aumento de caudal lleva consigo un incremento proporcional del área de flujo, y una pequeña disminución de la interacción entre el cauce y las llanuras que reduce ligeramente las diferencias de las velocidades entre ambos. Sin embargo en el caso con plantas, el aumento de caudal no supone un incremento proporcional del área de flujo, pues entre el caudal de 18.96 l/s y el de 45.56 l/s el coeficiente de rugosidad crece un 50 %, notándose poco las diferencias de velocidad entre ambos pese a que hay un gran aumento de área. Entre el caudal de 96.33 l/s y 171.26 l/s el coeficiente de rugosidad disminuye más de un 30%, notándose más las diferencias de velocidad entre ambos caudales incluso con un aumento proporcionalmente menor del área de flujo. Además, la interacción entre el cauce y las llanuras debe aumentar al crecer la rugosidad de las llanuras y las velocidades en las llanuras se reducen en el mismo sentido.

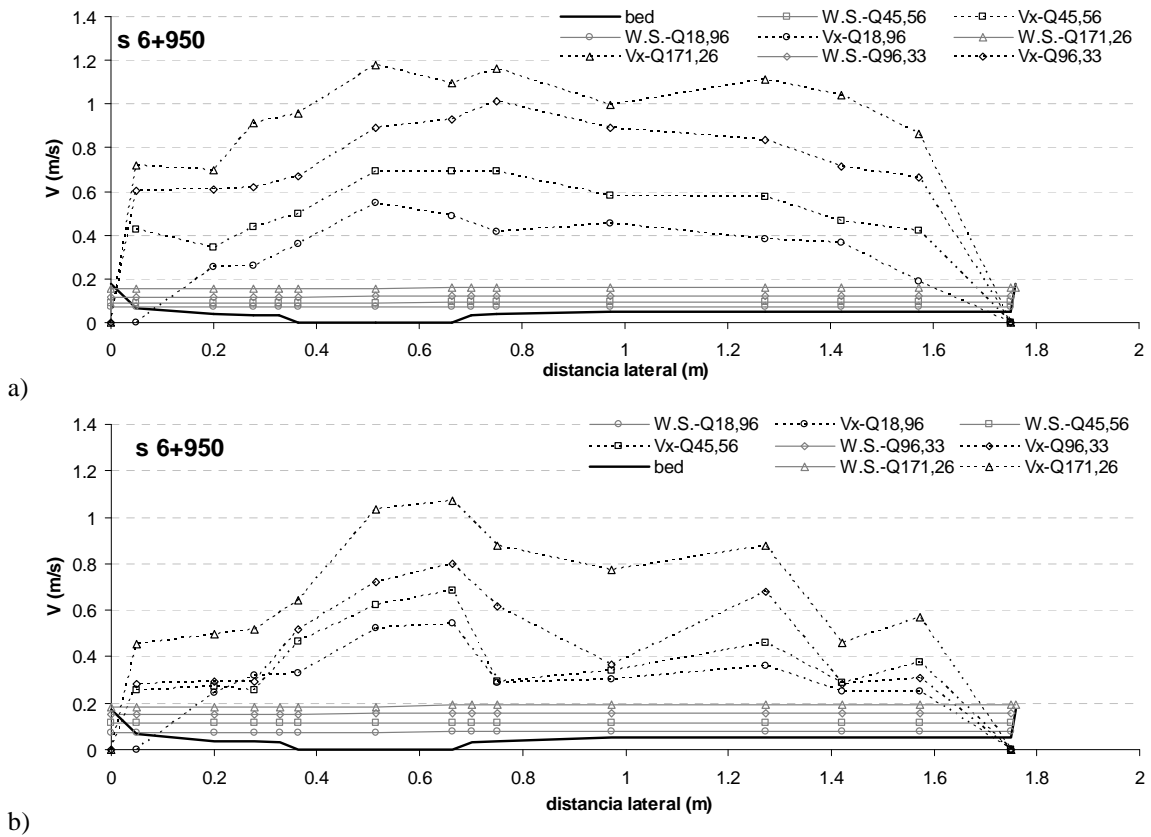


Figura 7.3.12. Distribución lateral de la velocidad principal (medida a un 40% del calado) en la sección de curva, para todos los caudales, a) sin plantas y b) con plantas.

En la Fig. 7.3.13 se puede ver como el área de flujo tiene la misma forma de variación en los casos sin plantas y con plantas, mientras que la velocidad media (de todas las secciones) varía de forma diferente en el caso con plantas, aumentando muy poco entre el caudal pequeño y el siguiente y aumentando mucho entre el segundo más grande y el mayor.

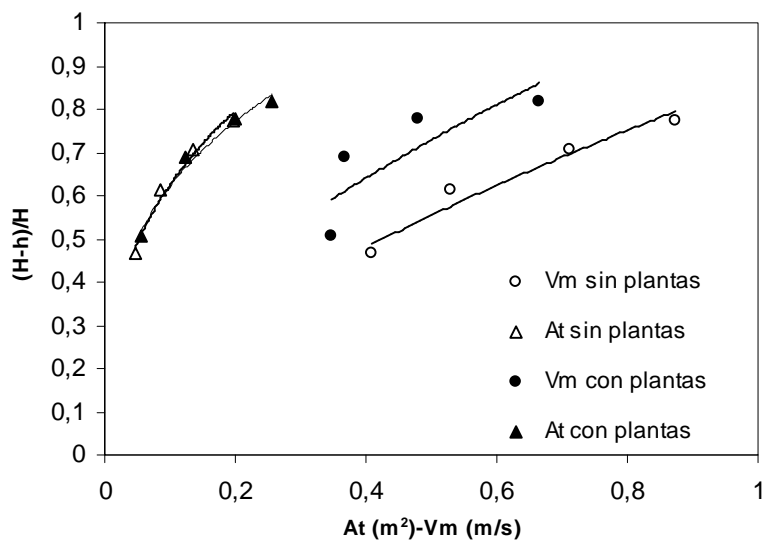


Figura 7.3.13 Variación con el calado relativo, del área de flujo (At) y de la Velocidad media en la sección (V_m). Las líneas continuas indican la tendencia.

La influencia de las plantas se puede resumir en la Fig. 7.3.14, donde se muestra el perfil de velocidad para el caudal mayor, de 171.26 l/s, y para el menor, de 18.96 l/s, en la sección de curva, Fig. 7.3.14a, y en la sección de cruce, Fig. 7.3.14b. Se observa que las velocidades en el caso sin plantas son mayores que con plantas, aunque mucho más en las llanuras que en el cauce. Además se confirma que la velocidad máxima en los casos con plantas se produce en el cauce, cerca de la margen derecha en estos casos (llanura que recibe agua del cauce en general), y en los casos sin plantas se produce en esa llanura, en el primer punto de medida justo después del límite con el cauce. Esto se cumple para todos los caudales, excepto para el de 18.96 l/s, que es el único en el que la velocidad máxima siempre se da en el centro del cauce, aunque la velocidad de la llanura en el punto más cercano al cauce se duplica en el caso sin plantas, indicando la mayor transferencia de caudal del cauce a la llanura.

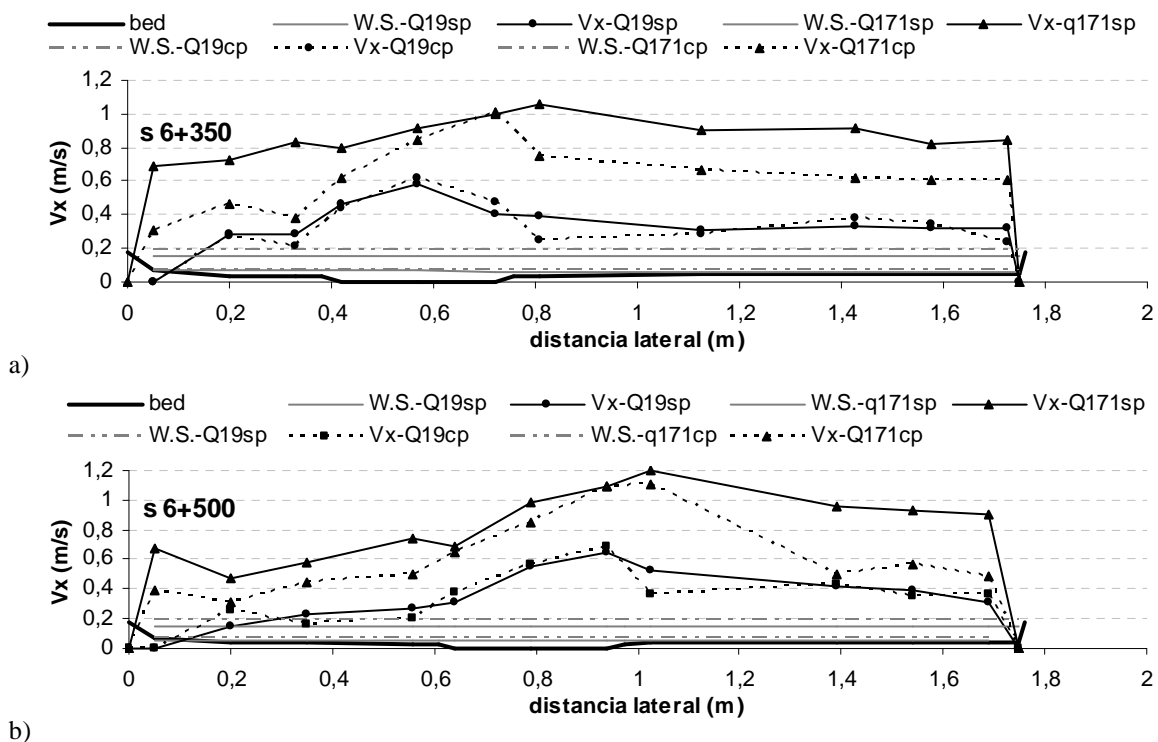


Figura 7.3.14. Distribución lateral de la velocidad principal (medida a un 40% del calado). Comparación de los caudales máximo, 171.26 l/s, y mínimo, 18.96 l/s, en los casos sin plantas y con plantas en a) la sección de curva y b) la sección de cruce.

7.3.4. Proporción de caudal en cauce y llanuras.

Antes de analizar la distribución de caudal entre el cauce y las llanuras en el flujo desbordado en un cauce sinuoso, conviene contestarse a la pregunta de cuáles son las líneas de separación que deben usarse entre el cauce y las llanuras. En el caso de cauces rectos se ha visto (Capítulo 2) que la línea vertical es la más práctica y la que mejor sirve para representar el fenómeno físico. Sin embargo, cuando el cauce es meandriforme, muchos autores han utilizado la línea horizontal (Toebes y Sooky, 1967, Ervine y Ellis, 1987, James y Wark, 1992, Greenhill y Sellin, 1993 y otros), justificando que el flujo debajo de ésta línea sigue la trayectoria del cauce y por encima sigue la trayectoria de la llanura. Esto es verdad en el caso de cauce y llanuras lisas y para calados relativamente altos. En los últimos años, otros autores (Martín-Vide y López-Querol, 2004 y Wormleaton et al, 2004) han analizado el flujo desbordado en cauces

sinuosos con llanuras muy rugosas y han propuesto métodos basados en la transferencia de caudal entre el cauce y las llanuras, usando como separación la línea vertical. Además Wormleaton et al (2004) mostraron que cuando las llanuras son mucho más rugosas que el cauce, la separación horizontal da caudales inferiores a los medidos, lo cual es irreal porque el caudal calculado separando no tiene en cuenta ningún efecto de interacción, sino únicamente la fricción con el fondo. Esto hace que el valor de la función F^* definida por Ervine et al (1993), Ec. (7.3.1), que mide las pérdidas debidas a la interacción entre cauce y llanuras respecto a las pérdidas debidas a la fricción con los contornos sólidos exclusivamente ($Q_1+Q_2+Q_3$, ver fig. 7.3.15), sea mayor que 1, indicando que la interacción entre el cauce y las llanuras mejora la capacidad hidráulica. Wormleaton et al (2004) demostraron que la separación horizontal (DCMh) no es válida cuando las llanuras son muy rugosas, ni siquiera para calados grandes.

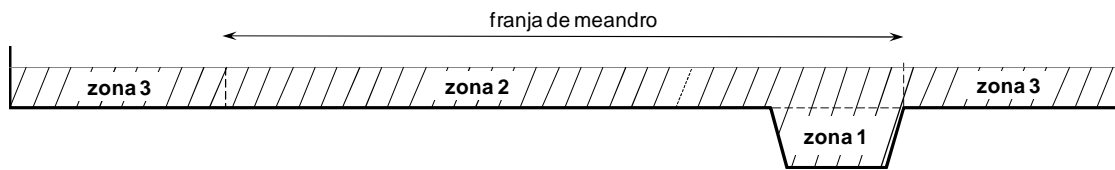


Figura 7.3.15 Separación horizontal de zonas, Q_1 -zona 1, Q_2 -zona 2 y Q_3 -zona 3.

$$F^* = \frac{\text{caudal medido experimentalmente}}{\text{caudal teórico considerando sólo la fricción con el contorno (DCMh)}} \quad (7.3.1)$$

En este trabajo se ha analizado también el valor de la función F^* en el caso de llanuras muy rugosas, caso con plantas. En la Fig. 7.3.16, se muestran los valores de F^* (DCMh) para los casos sin plantas y con plantas, observándose que es mayor que la unidad para el caso con plantas. Si la función F^* se aplica con el DCMv el valor es siempre menor que la unidad como era de esperar.

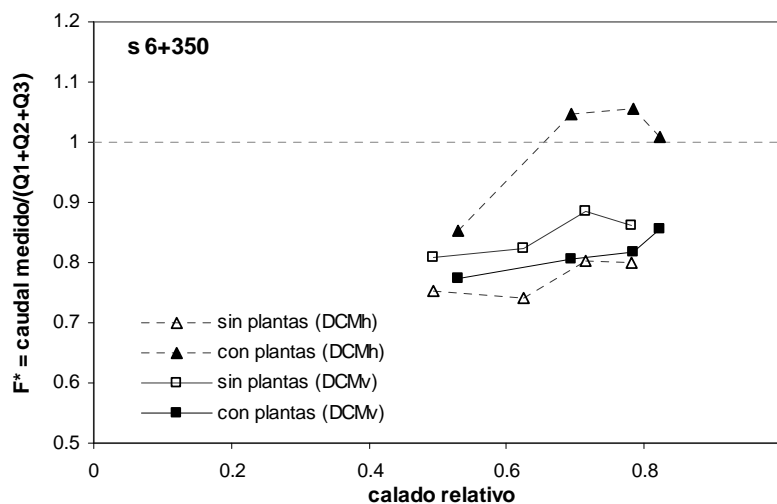


Figura 7.3.16 Variación de F^* con el calado relativo para los casos con plantas y sin plantas y con dos métodos de separación: horizontal (DCMh) y vertical (DCMv).

Además en la Fig. 7.3.16, se puede observar que para el DCMh los valores de F^* con plantas son casi un 20 % más grandes que sin plantas, de 0.80 a 1.05 para un calado relativo de 0.7. Esto significa que la interacción entre el cauce y las llanuras en el plano horizontal, es mayor en el caso sin plantas. Sin embargo, si la separación es vertical, el valor de F^* es siempre menor que la unidad como era de esperar.

DCMv, los valores de F^* con plantas son menores que los de sin plantas, indicando que las pérdidas por interacción en el plano vertical son mayores en el caso con plantas. Esta diferencia en las pérdidas por interacción entre ambos métodos aumenta la incertidumbre acerca de la separación horizontal en los cauces meandriiformes y refuerza la hipótesis de Martín-Vide y López-Querol (2004) y de Wormleaton et al (2004b) de separación vertical. Por lo tanto, en el resto del análisis del flujo desbordado en el cauce sinuoso con llanuras del modelo reducido del río Besòs, se utilizará la separación vertical, tanto en los caudales con plantas como en los de sin plantas.

El caudal de cauce y llanuras se calculará integrando la distribución lateral de las velocidades promediadas en calado a lo ancho del cauce y de cada llanura, considerando que están separados por dos líneas verticales. Dividiendo estos caudales por el área de flujo de cauce y llanuras, se obtienen las velocidades medias en el cauce y en las llanuras respectivamente.

Otro factor a tener en cuenta a la hora de analizar cómo influye la interacción entre el cauce y las llanuras en la distribución de caudales es el hecho de que esta distribución varía a lo largo del cauce sinuoso. Cuando el cauce y las llanuras son rectos y prismáticos, y siempre que el flujo sea uniforme, la proporción del caudal que circula por el cauce es igual en todas las secciones y sólo varía con el calado. Sin embargo, en cauces sinuosos varía según la sección considerada. En un cauce meandriiforme las secciones más características son la del vértice de las curvas, secciones de curva (s6+950, s6+650 y s6+350 en Fig. 7.2.2), y la sección intermedia de cruce entre dos curvas, secciones de cruce (s6+800 y s6+500 en Fig. 7.2.2), donde el flujo de la llanura cruza el del cauce y el ángulo formado por ambos flujos es mayor. En la Fig. 7.3.17 se muestran las relaciones entre el caudal total y el caudal del cauce y de las llanuras, para la sección en curva s6+350. Se puede observar que en el caso con plantas el caudal de las llanuras es mayor que el del cauce para un calado relativo mayor de 0.6, mientras que en el caso sin plantas esto ocurre para un calado relativo mayor de 0.5, debido a la menor rugosidad de las llanuras que llevan más caudal para el mismo calado relativo.

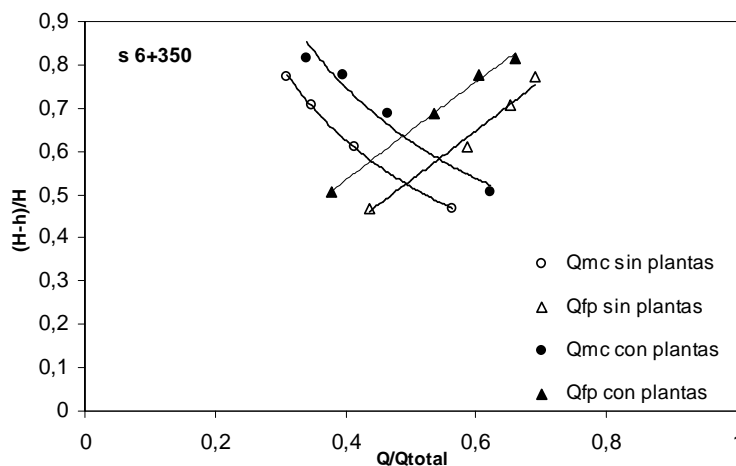


Figura 7.3.17 Proporción de caudal en el cauce y en las llanuras, en tanto por uno, en la sección en curva de aguas abajo. El subíndice mc significa cauce principal y el fp llanura.

Como se ha dicho antes, la proporción de caudal que llevan el cauce y las llanuras varía a lo largo del cauce, dependiendo de si el flujo de las llanuras interseca el del cauce (sección de cruce) o no (sección de curva). En la Fig. 7.3.18 se muestra la

variación del caudal del cauce a lo largo de una longitud de onda completa (s6+350 - s6+950) para el caso sin plantas y para el caso con plantas. Se puede ver que en general el caudal crece en las secciones justo después de las curvas (s6+950, s6+650 y s6+350), donde el cauce recibe agua de la llanura de aguas arriba y comienza a verter agua a la llanura de aguas abajo. A partir de esta zona el caudal del cauce comienza a descender hasta la sección justo aguas abajo de la de cruce (s6+800 y s6+500), donde el caudal del cauce es mínimo y comienza a aumentar hasta pasar la curva. Esto puede ser debido a que el cauce en la zona de cruce pierde más caudal que el que le entra de la llanura de aguas arriba, y sin embargo desde la zona de cruce hasta pasada la curva entra más caudal de la llanura de aguas arriba que el que sale hacia la llanura de aguas abajo. Cabe destacar también que la forma de la variación del caudal del cauce es muy similar en los casos sin plantas y con plantas, aunque la diferencia entre el caudal máximo y el mínimo es mayor en los casos con plantas. Esto puede significar que la rugosidad de las llanuras influye en la cantidad de caudal que se intercambia, que es más grande en los casos con plantas.

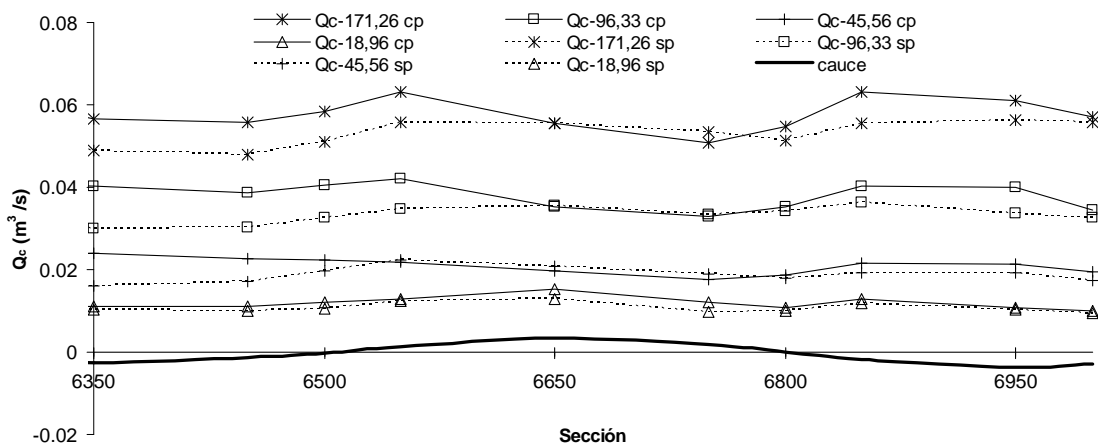


Figura 7.3.18 Variación del caudal en el cauce a lo largo de una longitud de onda completa (s6+350 - s6+950).

La diferente distribución de caudal en el cauce, entre los casos sin plantas y con plantas, se puede deber a dos factores: a la mayor rugosidad de las llanuras en el caso con plantas y a las diferencias en la interacción con las llanuras entre ambos casos. La rugosidad de las llanuras hace que el nivel de agua sea mayor en los casos con plantas que en los sin plantas para el mismo caudal, por lo que aumenta el área de intercambio entre cauce y llanura. Además, la rugosidad de las llanuras también incrementa proporcionalmente el caudal del cauce en los casos con plantas, haciendo que la pérdida de caudal del cauce pueda ser mayor. La diferencia de interacción entre cauce y llanuras se explica con la Fig. 7.3.19, donde se muestran la velocidad media en el cauce y en las llanuras frente a la relación de calados, en los casos sin plantas y con plantas. La velocidad representada es la suma de las velocidades medias en cauce y llanuras en cada una de las secciones, dividida por el número de secciones, incluyendo las curvas y las zonas de cruce (10). Cabe destacar que en los casos sin plantas las velocidades de cauce y llanuras son muy similares, mientras que en los casos con plantas la velocidad del cauce es bastante mayor que la de las llanuras. Además se puede ver que la velocidad del cauce en el caso sin plantas es más alta que en el caso con plantas, sobre todo en los calados intermedios, en los que la diferencia de rugosidad entre el cauce y las llanuras es mayor. Esto significa que al aumentar la rugosidad de las llanuras aumenta la interacción del cauce con las llanuras, reduciéndose la velocidad del cauce respecto al

caso de llanuras igual de rugosas que el cauce. Estas diferencias entre el caso sin plantas y con plantas explican que aunque el fenómeno de intercambio es el mismo, los caudales transferidos pueden ser más o menos importantes según las diferencias de rugosidad entre cauce y llanuras.

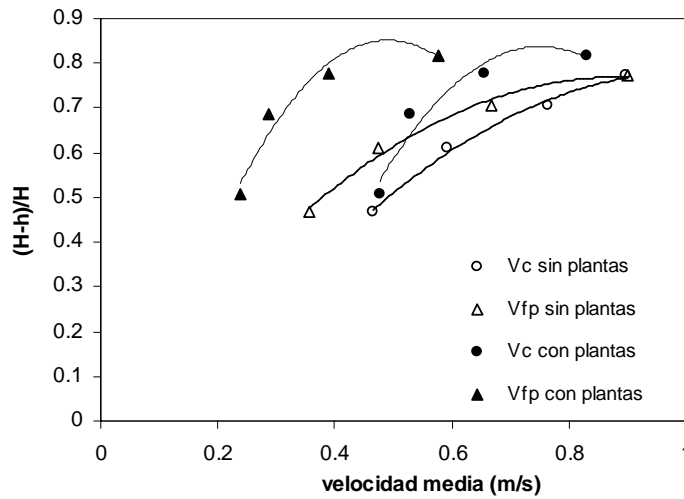


Figura 7.3.19 Velocidades medias en cauce y llanuras frente al calado relativo.

La variación de la velocidad media en el cauce a lo largo de una longitud de onda de extensión se muestra en la Fig. 7.3.20, donde se comparan los casos sin plantas con los casos con plantas. Se puede observar que la velocidad es mayor en todos los casos sin plantas excepto en el caudal más pequeño, en el que es prácticamente la misma, como se puede ver en la Fig. 7.3.19.

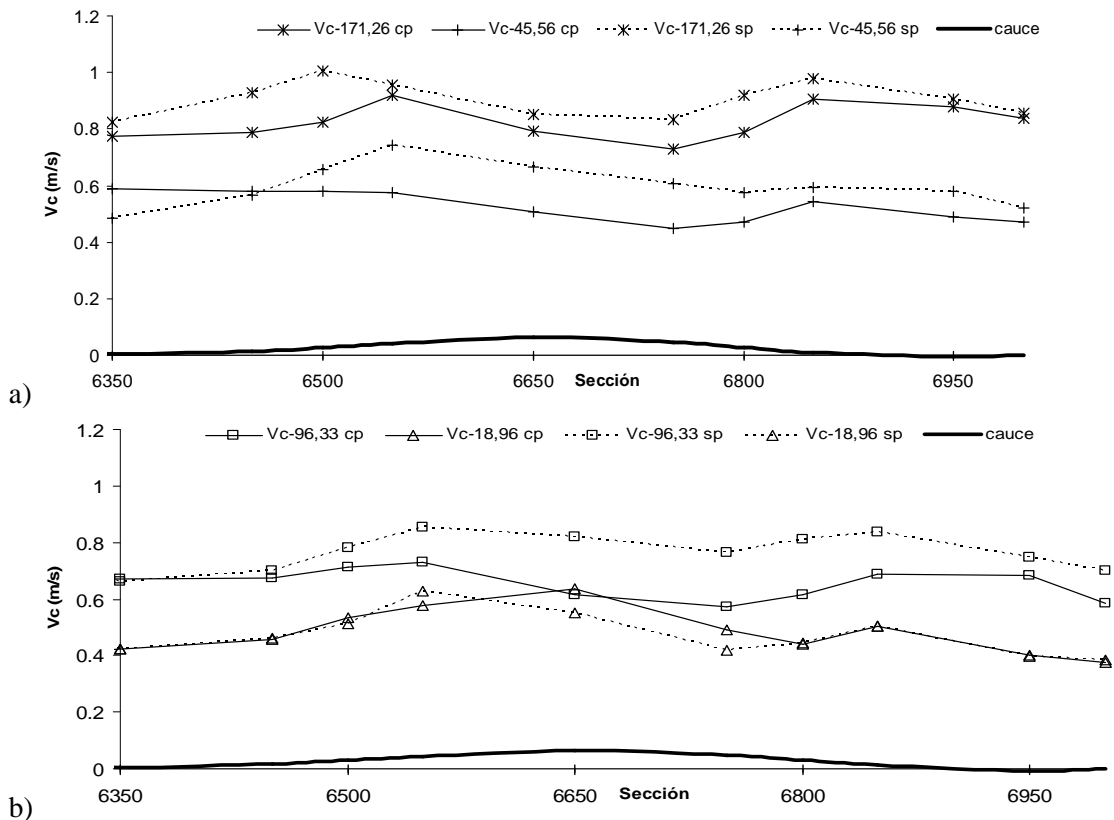


Figura 7.3.20 Velocidad en el cauce a lo largo de una longitud de onda completa (s6+350 - s6+950). a) comparación para Q171 y Q45 y b) comparación para Q96 y Q18.

La Fig. 7.3.20 no muestra las diferencias de velocidad entre el caso sin plantas y el caso con plantas para el mismo calado, que es lo que se mostraba la Fig. 7.3.19. En esa Fig. se podía ver que para el Q171sp y el Q96cp coincide la relación de calados, igual a 0.7, y que para el Q96sp y el Q45cp también coincide, siendo igual a 0.8. En la Fig. 7.3.21 se muestra la variación de velocidades a lo largo del cauce para los caudales con el mismo calado. En este caso, la diferencia de velocidades es mayor que la que se mostró en la Fig. 7.3.18 para los mismos caudales con plantas y sin plantas. Esto confirma que la rugosidad de las llanuras tiene un claro efecto en la reducción de la velocidad del cauce. Sin embargo, el caudal del cauce es mayor en los casos con plantas, para el mismo caudal total, debido a que el calado es más alto y a que las llanuras ofrecen más resistencia al flujo que el cauce.

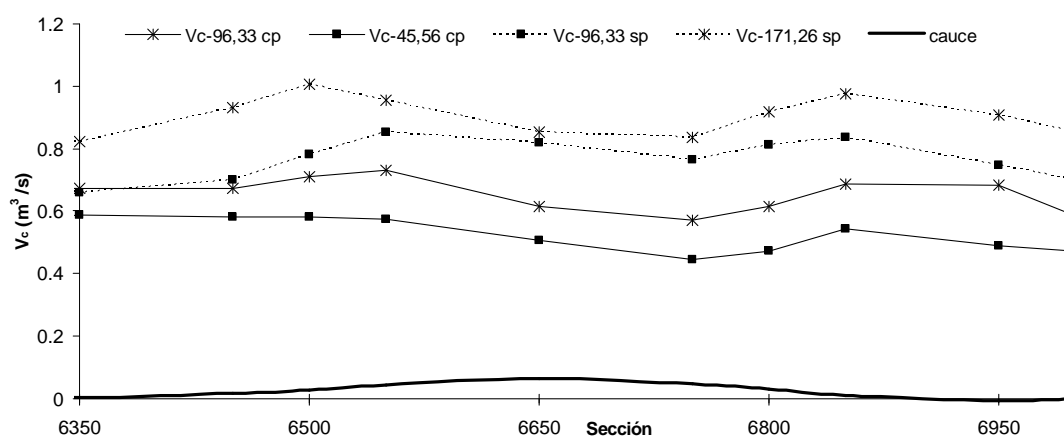


Figura 7.3.21 Velocidad media en el cauce a lo largo de una longitud de onda completa ($s_6+350 - s_6+950$). Comparación entre los caudales con el calado relativo de 0.8 (asteriscos) y con el calado relativo de 0.7 (cuadrados negros).

7.3.5. Coeficientes de resistencia al flujo

La interacción entre el cauce y las llanuras tiene también influencia en los coeficientes de resistencia al flujo del cauce, de las llanuras y de la sección completa, calculados todos ellos a partir de las velocidades medidas. Cuando la sección no tiene cambios abruptos de forma, el coeficiente de Manning varía poco al variar el calado, siempre que no haya elementos emergentes de rugosidad en el fondo (vegetación o rocas). Sin embargo, cuando el flujo del cauce desborda las llanuras, se produce un incremento brusco del radio hidráulico que hace que el coeficiente de rugosidad se reduzca también bruscamente, hasta que el calado es suficientemente grande. Por esta razón, cuando se usa el método tradicional de la sección completa (SCM), el coeficiente de rugosidad para calados pequeños de desbordamiento es menor que el del cauce y que el de las llanuras por separado, ver Fig. 2.1.37. Este fenómeno no tiene sentido físico, teniendo en cuenta que además el efecto de desbordamiento supone una fuente adicional de pérdidas a sumar a las de fricción con el fondo. Si la rugosidad de las llanuras es similar a la del cauce, a medida que el calado aumenta el valor del coeficiente de rugosidad se acerca al de cauce completo. Sin embargo, cuando las llanuras son más rugosas que el cauce el valor del coeficiente de rugosidad se acerca al de las llanuras al aumentar el calado (Myers et al, 2000). El valor del coeficiente de rugosidad para la sección completa se calcula aplicando la ecuación de Manning:

$$n = A \frac{I^{1/2}}{Q} R_h^{2/3} \quad (7.3.2)$$

donde el área A , y el radio hidráulico, R_h , son los de la sección completa y la pendiente I se ha tomado la del cauce principal entre las secciones 6+950 y 6+350.

En los caudales estudiados en el modelo reducido del río Besòs, los calados relativos son muy altos y no se muestra este fenómeno que se produce en los calados más pequeños. En la Fig. 7.3.22 se muestran los valores del coeficiente de Manning para los caudales analizados, sin plantas y con plantas. Se puede ver que en los casos sin plantas el coeficiente apenas varía con el calado, manteniendo el valor de 0.027, que es ligeramente mayor que el de cauce lleno. Esto es lógico pues la sinuosidad del cauce y la interacción entre el cauce y las llanuras aumentan la resistencia al flujo (Sellin et al, 1993). Además hay que tener en cuenta que el canal del modelo reducido es el doble de ancho que el canal en el que se estimaron los coeficientes de resistencia al flujo, y que estos coeficientes se han calculado a partir de la pendiente del cauce que es ligeramente menor que la de las llanuras, y que da valores mayores del coeficiente de Manning. En los casos con plantas, sin embargo, el valor del coeficiente varía con el calado, siguiendo la evolución que se producía en el caso del canal rectangular: aumentando hasta el caudal Q45cp (el segundo de desbordamiento) y reduciéndose para los dos caudales más grandes. Cuantitativamente los valores son menores que los que se obtuvieron en el canal rectangular (Fig. 7.3.23), lo que puede ser debido a que la menor rugosidad del cauce (más de la mitad que la de las llanuras) compensa la interacción entre el cauce y las llanuras.

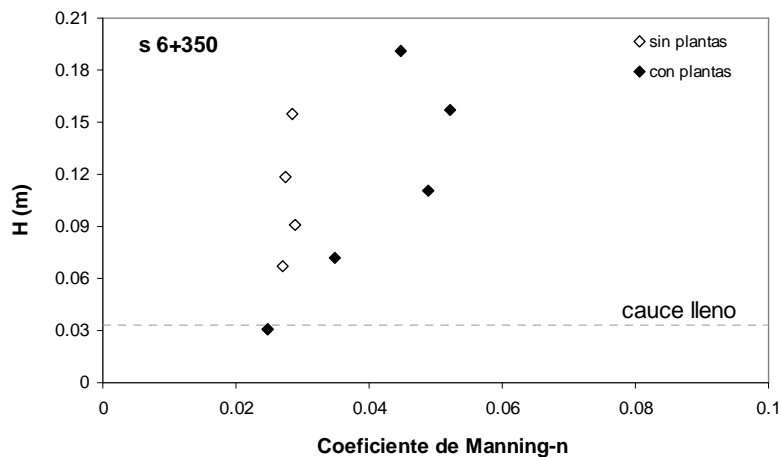


Figura 7.3.22 Valores del coeficiente n de Manning para los caudales sin plantas y con plantas en la sección de curva s6+350.

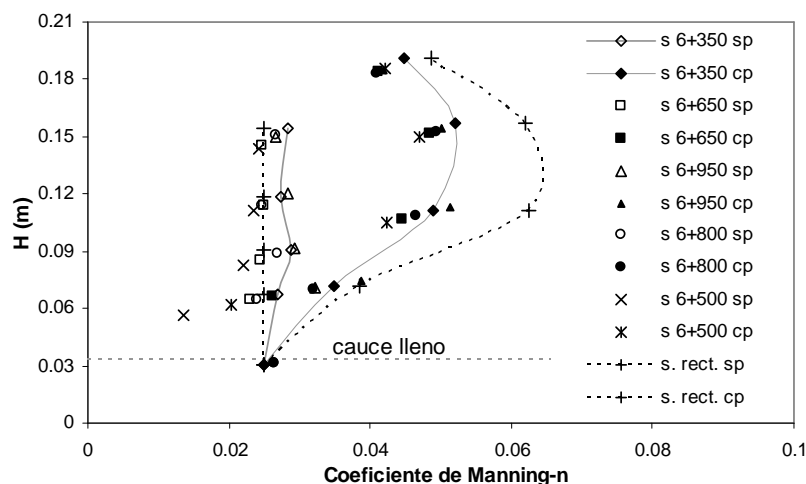


Figura 7.3.23 Valores del coeficiente n de Manning para los caudales sin plantas y con plantas en las secciones en curva (s6+950, s6+650 y s6+350) y en cruce (s6+500 y s6+800). Comparación con los valores obtenidos en el canal rectangular.

La transferencia de caudal entre el cauce y las llanuras y la fuerza de corte en la zona de interacción entre los dos flujos, no solo reducen la capacidad de la sección completa sino que también modifican la resistencia al flujo de cauce y llanuras respecto a la situación en que ambos flujos no interactuasen. Los coeficientes de rugosidad de cauce y llanuras por separado, calculados según la ecuación de Manning aplicada a cada zona con separación vertical, se muestran en las Fig. 7.3.24 en el caso sin plantas y en la Fig. 7.3.25 en el caso con plantas.

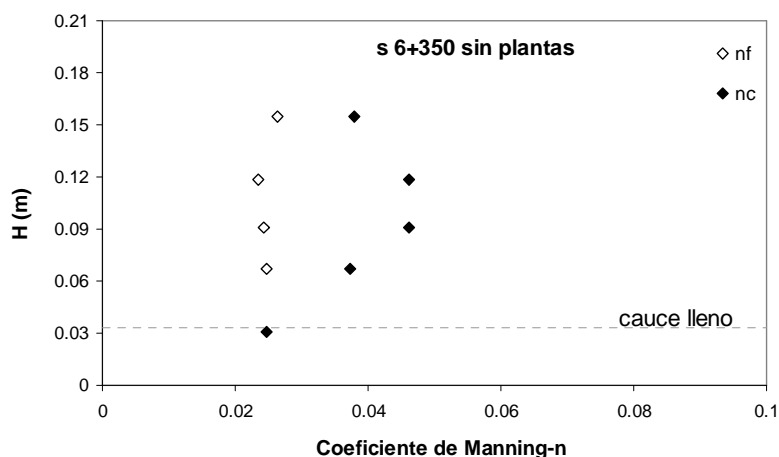


Figura 7.3.24 Valores del coeficiente de Manning para el cauce (n_c) y las llanuras (n_f) por separado en los caudales sin plantas en la sección de curva s6+350.

En el caso sin plantas, Fig. 7.3.24, se puede observar que el coeficiente de Manning del cauce es mayor que el de las llanuras para todos los caudales y además mayor que el del cauce a sección llena. Esto indica que el cauce pierde caudal y reduce su capacidad debido a la interacción con las llanuras, mientras que éstas ganan velocidad y aumentan muy ligeramente su capacidad respecto a la situación de cauce lleno. En el caso de llanuras con plantas, Fig. 7.3.25, los valores del coeficiente de Manning del cauce, n_c , son menores que en el caso sin plantas, especialmente en los dos caudales intermedios, Q45sp y Q96sp, donde la resistencia de las plantas es mayor. Los coeficientes de

rugosidad de las llanuras son mucho más altos, aunque siguen la variación del valor del coeficiente de rugosidad medido en el caudal rectangular con plantas, aumentando en los dos caudales que no cubren las plantas y disminuyendo para los caudales que cubren las plantas. Por lo tanto, parece que la rugosidad de las llanuras modifica la interacción cauce-llanuras respecto al caso sin plantas, especialmente cuando la resistencia de las plantas es mayor. A medida que aumenta la rugosidad de las llanuras, se reduce la resistencia al flujo en el cauce, aumentando ligeramente su capacidad.

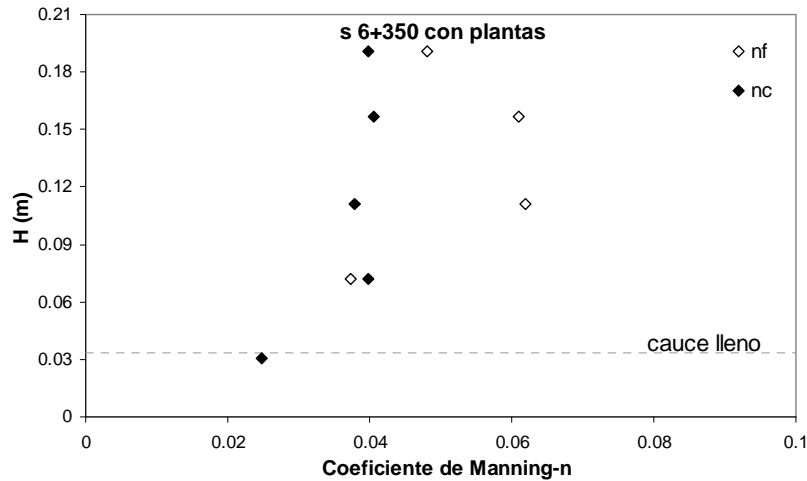


Figura 7.3.25 Valores del coeficiente de Manning para el cauce (n_c) y las llanuras (n_f) por separado en los caudales con plantas en la sección de curva s6+350.

7.3.6. Intercambio de la cantidad de movimiento y estimación de la fuerza aparente de corte

Con el fin de determinar la importancia que cada uno de los fenómenos que influyen en la resistencia al flujo del flujo desbordado en un cauce sinuoso con llanuras, se establecen los volúmenes de control de la Fig. 7.3.26.

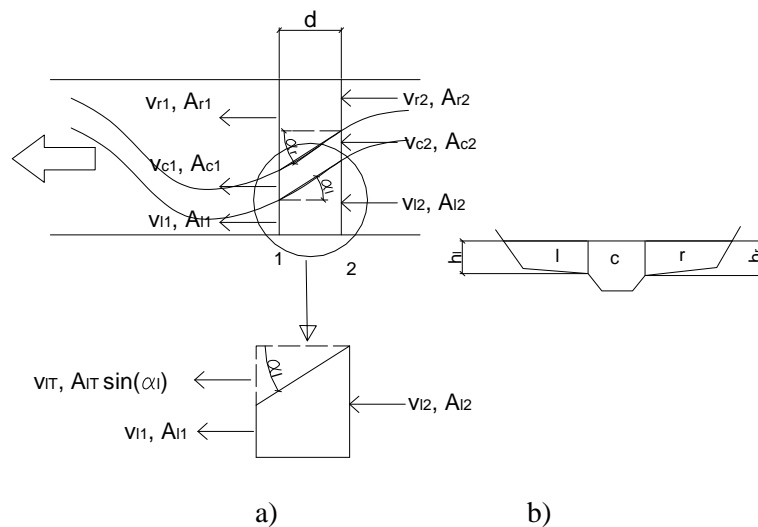


Figura 7.3.26 a) Esquema en planta y b) sección tipo de los volúmenes formados para aplicar el equilibrio de fuerzas en cauce y llanuras y desarrollar las Ecs. de equilibrio.

Al dividirse la sección en el cauce y en las dos llanuras, se pueden establecer tres volúmenes de control, uno en el cauce y los otros dos en cada una de las llanuras. El primero está definido lateralmente por el muro de la llanura derecha y el límite con el cauce (que forma un ángulo α_r con las paredes de las llanuras). El segundo volumen está limitado por los planos verticales que separan las llanuras y el cauce en las márgenes. El tercero está definido por el muro lateral de la llanura izquierda y por el plano vertical que separa esta llanura del cauce (que forma un ángulo α_l con las paredes de las llanuras). Aguas arriba y aguas abajo estos volúmenes están limitados por los planos 2 y 1 respectivamente, de la Fig. 7.3.26a.

En cada uno de estos volúmenes las fuerzas actuantes son el peso del agua en cada volumen, la fuerza de rozamiento con el contorno sólido (fondo del cauce y llanuras, márgenes del cauce y muros laterales en las llanuras) y las fuerzas aparentes de corte entre las masas fluidas del cauce y las llanuras en el plano vertical de separación, $F1$ (con la llanura izqda.) y $F3$ (con la llanura dcha.) en la Fig. 7.3.27.

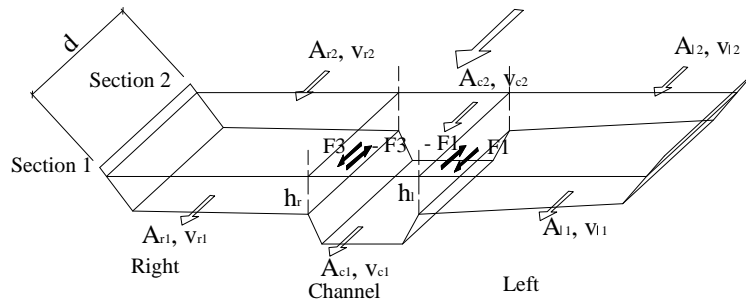


Figura 7.3.27 Esquema de fuerzas aparentes de corte, F_i , entre las llanuras y el cauce en un cauce recto con llanuras paralelas.

Aplicando en los volúmenes el equilibrio de fuerzas (2ª ley de Newton): la variación de la cantidad de movimiento en una masa de agua es igual a la resultante de las fuerzas que actúan sobre ella, se puede escribir la Ec. 7.3.3:

$$(Mom)_2 - (Mom)_1 - (Mom)_{cf} = W - \tau_b P_w d + F_i \quad (7.3.3)$$

donde W es el término del peso del agua, F_i son las fuerzas de interacción turbulenta o fuerzas aparentes de corte, τ_b es la tensión en el fondo, P_w es el perímetro mojado, d es la distancia horizontal entre las secciones 2 y 1. Los términos de presión se han anulado por la hipótesis de régimen uniforme (pendiente de agua paralela al fondo) y la variación de la cantidad de movimiento comprendida entre las secciones 1 y 2 se ha evaluado como diferencia entre cantidad de movimiento entrante, $(Mom)_2$ en la sección 2 y $(Mom)_{cf}$ en la interfaz cauce-llanura, y cantidad de movimiento saliente, $(Mom)_1$ en la sección 1, en el volumen de control:

Variación de cantidad de mov. saliente del fluido en el plano 1, $(Mom)_1$:

$$\frac{\text{Masa saliente}}{\text{tiempo}} V_1 = \frac{\rho \text{ Volumen}}{\text{tiempo}} V_1 = \rho \beta_1 Q_1 V_1 = \rho g \beta_1 A_1 V_1^2 \quad (7.3.4)$$

Variación de cantidad de mov. saliente del fluido en el plano cf , $(Mom)_{cf}$:

$$(Mom)_{cf} = \frac{\text{Masa saliente}}{\text{tiempo}} V_{IT} = \frac{\rho \text{ Volumen}}{\text{tiempo}} V_{IT} = \rho Q_{IT} V_{IT} = \rho g A_{IT} V_{IT}^2 \quad (7.3.5)$$

Variación de cantidad de mov. entrante en el plano 2, $(Mom)_2$:

$$\frac{\text{Masa entrante}}{\text{tiempo}} V_2 = \frac{\rho \text{ Volumen}}{\text{tiempo}} V_2 = \rho \beta_2 Q_2 V_2 = \rho g \beta_2 A_2 V_2^2 \quad (7.3.6)$$

Los subíndices 1 y 2 indican las secciones de aguas abajo y aguas arriba y el subíndice IT indica la sección que separa el cauce y la llanura (Fig. 7.3.26), β es el coeficiente de Boussinesq, A es el área de flujo, V es la velocidad del flujo, g es la aceleración de la gravedad, ρ es la densidad del agua y Q es el caudal que atraviesa cada sección. Haciendo el balance de la Ec. (7.3.3) y asumiendo que los coeficientes de Boussinesq (β_1 y β_2) son iguales a 1 en cada zona, obtenemos la variación de cantidad de movimiento de la masa de fluido (primer miembro de la Ec. 7.3.3):

$$(Mom)_2 - (Mom)_1 - (Mom)_{cf} = \rho g A_2 V_2^2 - \rho g A_1 V_1^2 - \rho g A_{IT} V_{IT}^2 \quad (7.3.7)$$

Para evaluar la fuerza de fricción con el contorno, calculamos el producto del perímetro mojado por la tensión media en el fondo, $P_w \times \tau_b$, en cada una de las secciones, y la tensión media obtenida se aplica a la superficie del contorno que se encuentra entre las secciones 1 y 2.

$$\tau_b = \rho g R_h s \rightarrow \tau_b P_w d = \rho g A s d = \rho g (Vol) s \quad (7.3.8)$$

donde P_w es el perímetro mojado, s , la pendiente del fondo, d la separación entre secciones y (Vol) es el volumen de control, que es el resultado de multiplicar d y la sección media entre las secciones 1 y 2. Para determinar el peso de la masa de agua, calculamos el volumen y multiplicamos por la densidad. Para el cálculo del volumen, promediamos las áreas de las secciones 1 y 2, y multiplicamos por la distancia entre secciones.

$$W = \rho g (Vol) I \quad (7.3.9)$$

Así pues, la ecuación (7.3.3) queda de la siguiente manera:

$$\rho g A_2 V_2^2 - \rho g A_1 V_1^2 - \rho g A_{IT} V_{IT}^2 = \rho g (Vol) I - \rho g (Vol) s + F_i \quad (7.3.10)$$

Si el flujo fuera uniforme, la pendiente de energía, I , sería igual a la del fondo, s , por lo que los términos del peso del agua y de la fricción con el contorno serían iguales. La fuerza aparente de corte en cada zona, F_i , representa la interacción turbulenta en la superficie vertical que separa el cauce de las llanuras y es debida, como en cauces prismáticos, al gradiente de velocidades entre las zonas. En este caso de cauce no prismático, hay además una transferencia de masa entre el cauce y llanuras, representada por el término $(Mom)_{cf}$. Las fuerzas F_i no pueden ser estimadas directamente de las medidas de velocidad. El resto de términos de la Ec. 7.3.3 se pueden estimar a partir de los datos experimentales, por lo que F_i se puede calcular despejando de la Ec. 7.3.10, englobando también los errores de las medidas.

Los términos de intercambio total de cantidad de movimiento entre los planos 1 y 2, de intercambio de masa y de las fuerzas aparentes de corte, se representan a lo largo de una longitud de onda del meandro en las Figs. 7.3.28, para los casos con plantas, y 7.3.30, para los casos sin plantas. El valor de la fuerza debida a la interacción turbulenta, F_i , y el intercambio de masa entre cauce y llanura, $(Mom)_{cf}$, se calcula según:

$$\rho g A_2 V_2^2 - \rho g A_1 V_1^2 + \rho g (Vol)s - \rho g (Vol)I = F_i + \rho g A_{IT} V_{IT}^2 \quad (7.3.11)$$

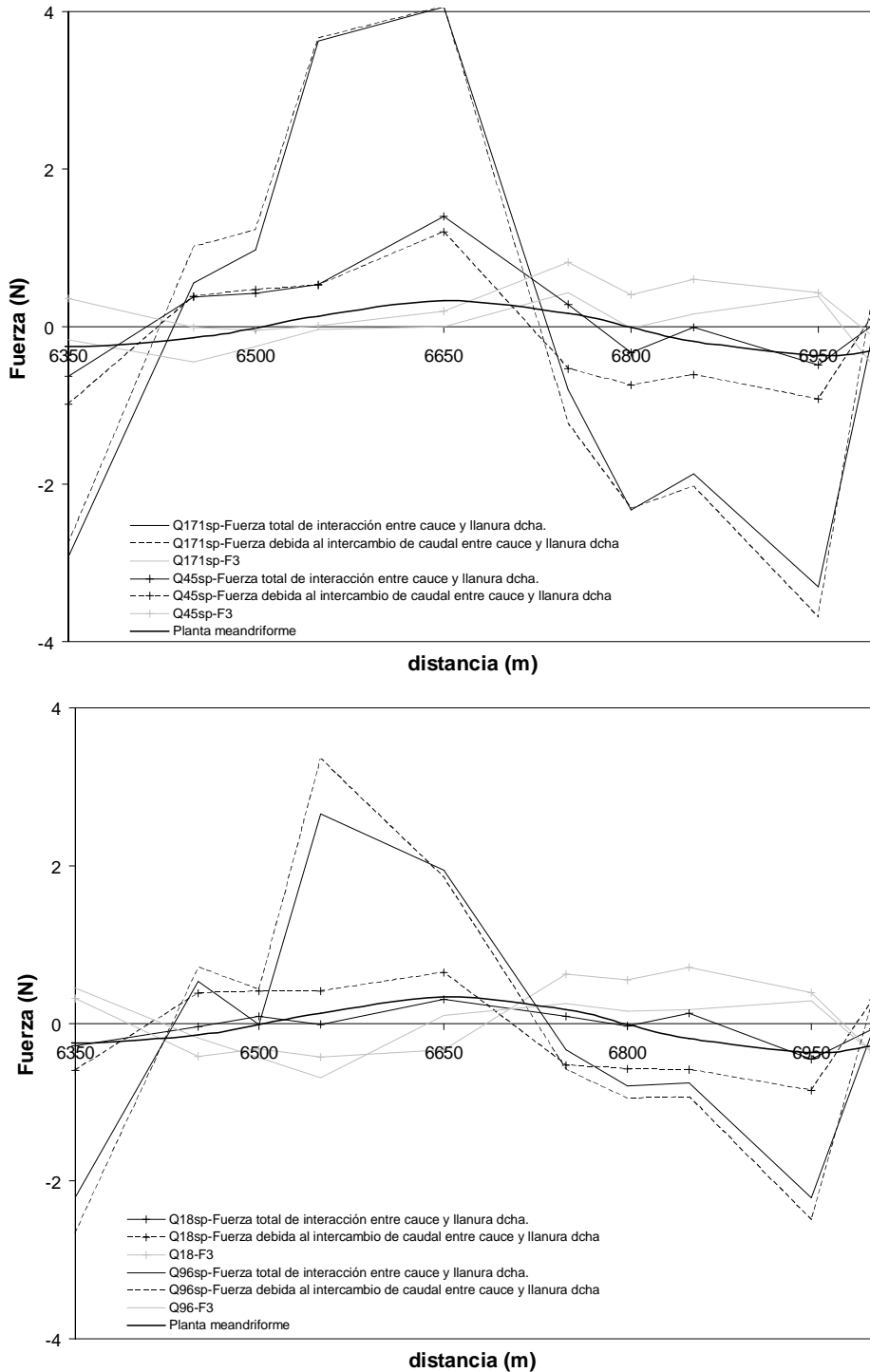


Figura 7.3.28 Fuerzas debidas al intercambio de masa y a la tensión aparente de corte entre cauce y la llanura dcha. sin plantas. Distribución en una longitud de onda del meandro.

Se pueden observar en la Fig. 7.3.28 las Fuerzas debidas al intercambio de caudal entre cauce y llanuras y las debidas a las tensiones aparentes de corte en los casos sin plantas. En los caudales más grandes, Q171sp y Q96sp, las fuerzas debidas al intercambio de masa, o de caudal, $(Mom)_{cf}$, son mucho mayores que las debidas a las tensiones turbulentas, que son la diferencia entre la fuerza total y la fuerza de intercambio, representadas por las dos líneas negras. Sin embargo en el caudal Q45sp las dos fuerzas se aproximan y en el caudal Q18sp son prácticamente iguales. El signo de ambos términos cambia justo antes de la sección de la curva, s6+950, s6+500 y s6+350 en las figuras, y los máximos de las Fuerzas debidas al intercambio de masa se dan en las secciones de la curva. En términos cuantitativos los valores de la fuerza total debida a ambos fenómenos, intercambio de caudal y tensión turbulenta, aumentan al aumentar el caudal, desde los ± 0.5 N para el Q18sp hasta los ± 4.0 N del Q171sp. Este aumento es debido al aumento del intercambio de caudal entre el cauce y las llanuras, ya que el valor de la fuerza aparente de corte se mantiene en valores comprendidos entre ± 0.5 N y ± 1.0 N, siendo menor en los dos caudales más grandes, Q171sp y Q96sp, y mayor en los dos pequeños, Q18sp y Q45sp.

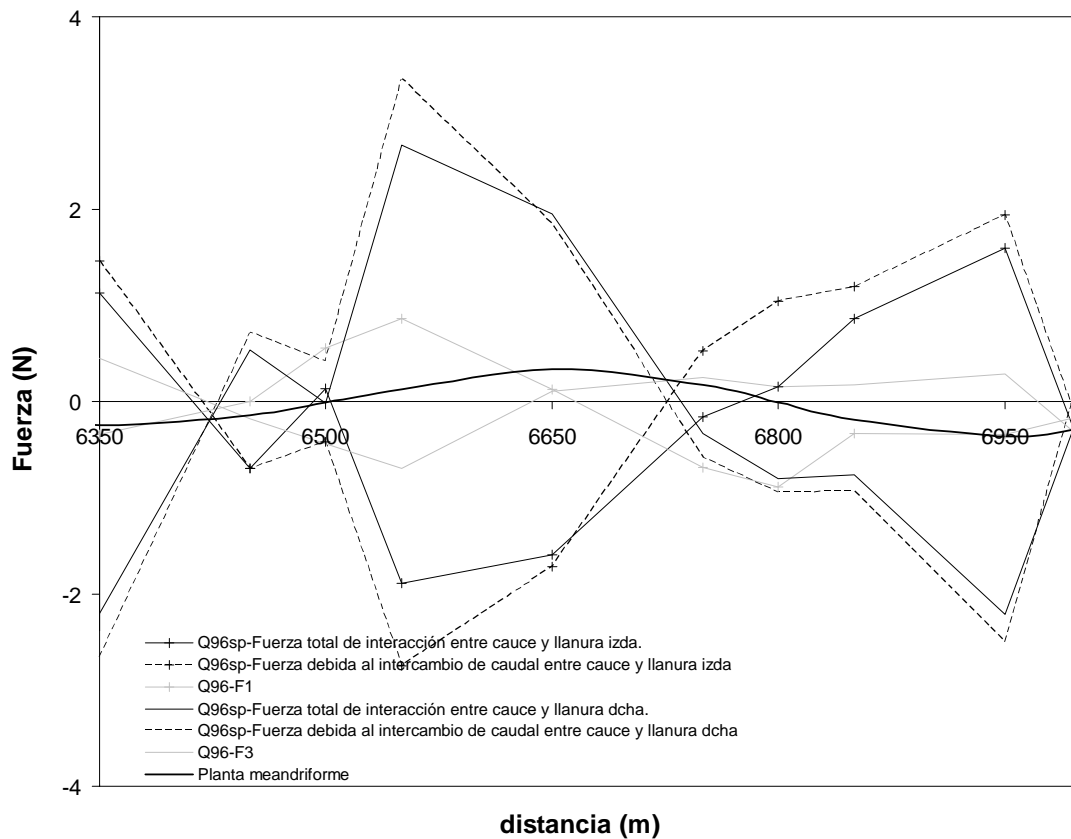


Figura 7.3.29 Fuerzas debidas al intercambio de masa y a la tensión aparente de corte entre cauce y las llanuras sin plantas. Distribución en una longitud de onda para el Q96.

Las fuerzas representadas en la Fig. 7.3.28 se corresponden con las que actúan entre el cauce, y la llanura derecha según se mira hacia aguas abajo. Las fuerzas que actúan entre el cauce y la llanura izquierda son iguales que éstas pero de signo cambiado, como se puede ver en la Fig. 7.3.29 para el caudal de Q96sp. Para el resto de caudales la distribución de las Fuerzas entre ambas llanuras a lo largo de la longitud de onda del meandro varía de la misma forma.

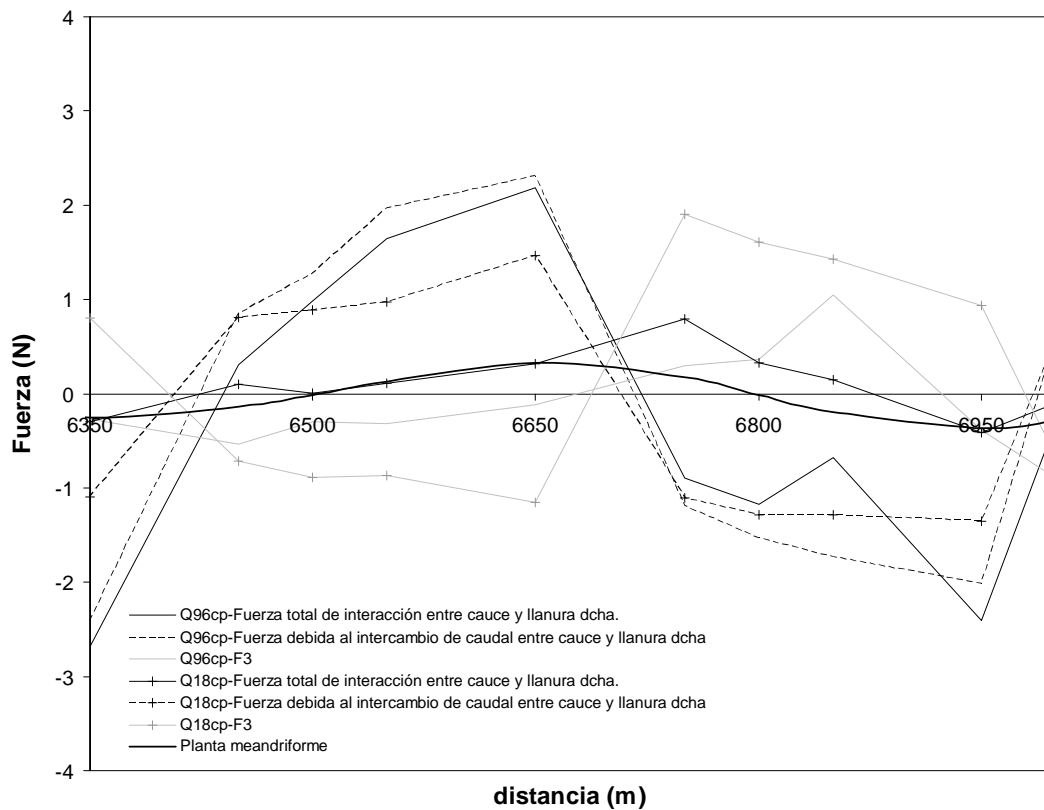
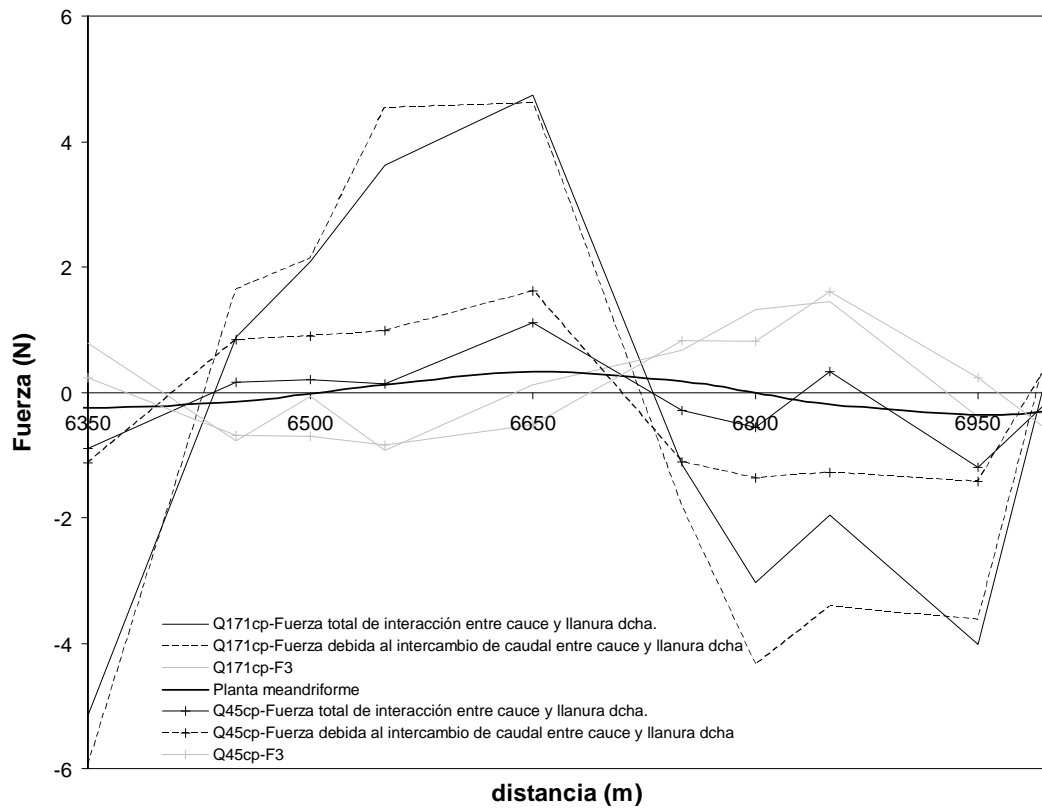


Figura 7.3.30 Fuerzas debidas al intercambio de masa y a la tensión aparente de corte entre cauce y la llanura dcha con plantas. Distribución en una longitud de onda del meandro.

En la Fig. 7.3.30 Se pueden ver la distribución de Fuerzas en los casos con plantas. Al igual que en los casos sin planas, las fuerzas debidas al intercambio de masa, $(Mom)_{cf}$, en los caudales más grandes, Q171cp y Q96cp, son mucho mayores que las debidas a las tensiones turbulentas. Sin embargo en el caudal Q45cp las dos fuerzas son prácticamente iguales y en el caudal Q18cp la fuerza debida a las tensiones turbulentas es mayor en todas las secciones. El signo de ambos términos cambia justo antes de la sección de la curva, s6+950, s6+500 y s6+350 en las figuras, y los máximos de las Fuerzas debidas al intercambio de masa se dan en las secciones de la curva. En términos cuantitativos los valores de la fuerza total debida a ambos fenómenos, intercambio de caudal y tensión turbulenta, aumentan al aumentar el caudal, desde los ± 0.7 N para el Q18cp hasta los ± 4.6 N del Q171cp. Este aumento es debido al aumento del intercambio de caudal entre el cauce y las llanuras, ya que el valor de la fuerza aparente de corte disminuye desde ± 1.9 N hasta ± 1.0 N, siendo menor en los dos caudales más grandes, Q171cp y Q96cp, y mayor en los dos pequeños, Q18cp y Q45cp.

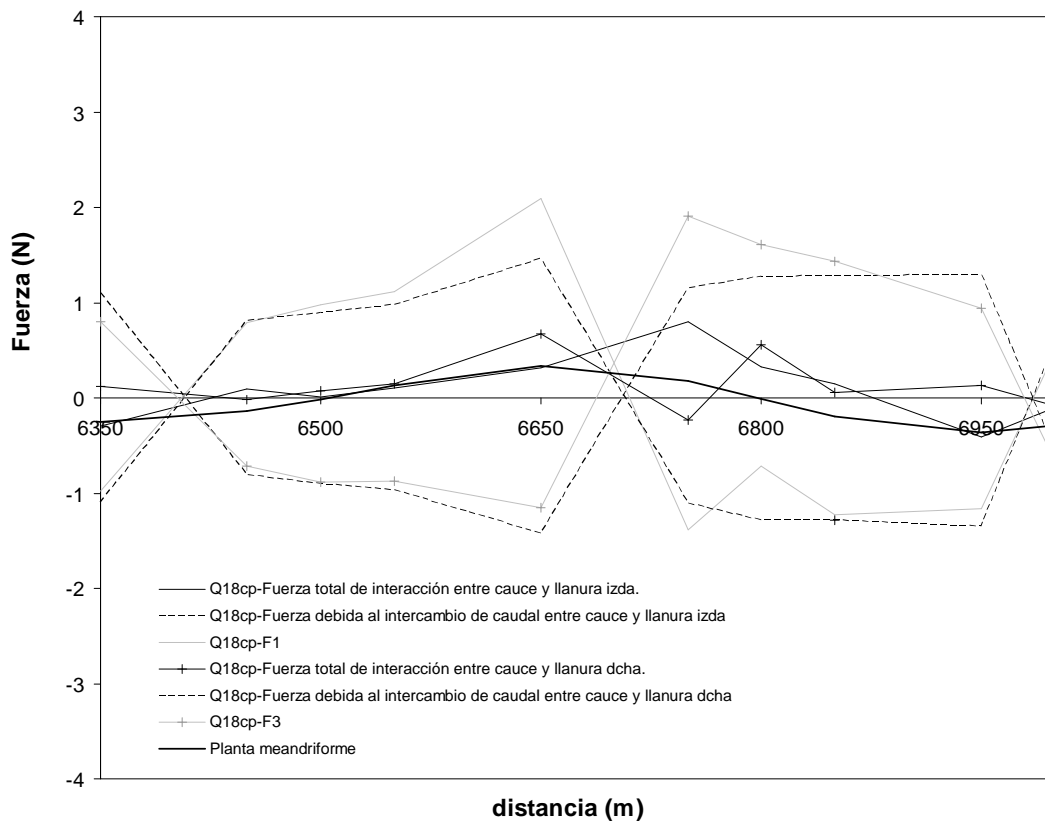


Figura 7.3.31 Fuerzas debidas al intercambio de masa y a la tensión aparente de corte entre cauce y las llanuras con plantas. Distribución en una longitud de onda para el Q18cp.

Las fuerzas representadas en la Fig. 7.3.30, para los casos con plantas, se corresponden con las que actúan entre el cauce y la llanura derecha según se mira hacia aguas abajo. Las fuerzas que actúan entre el cauce y la llanura izquierda son iguales que éstas pero de signo cambiado, como se puede ver en la Fig. 7.3.31 para el caudal de Q18cp. Para el resto de caudales la distribución de las Fuerzas entre ambas llanuras a lo largo de la longitud de onda del meandro varía de la misma forma.

Del análisis anterior, parece evidente que la importancia de los fenómenos que actúan en la interacción entre el cauce y las llanuras, intercambio de masa y tensiones turbulentas, se ve afectada por la rugosidad de las llanuras. En las Figs. 7.3.32 y 7.3.33 se comparan las mismas fuerzas entre los caudales sin plantas y con plantas.

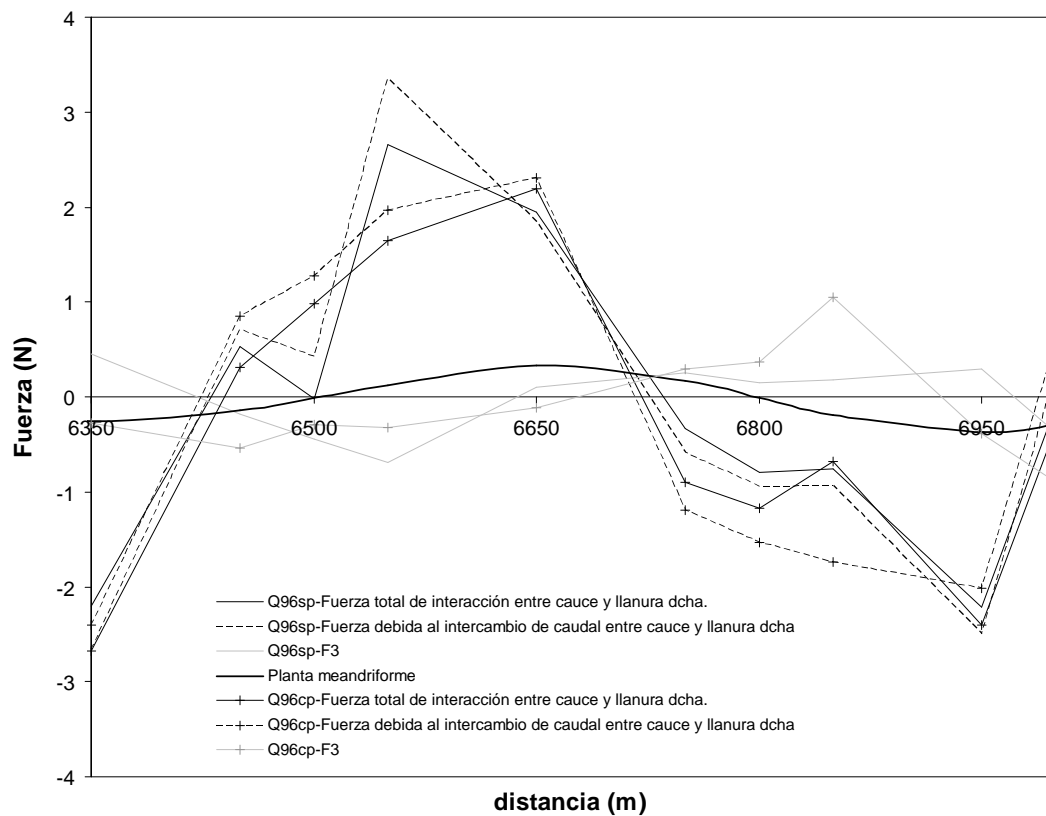
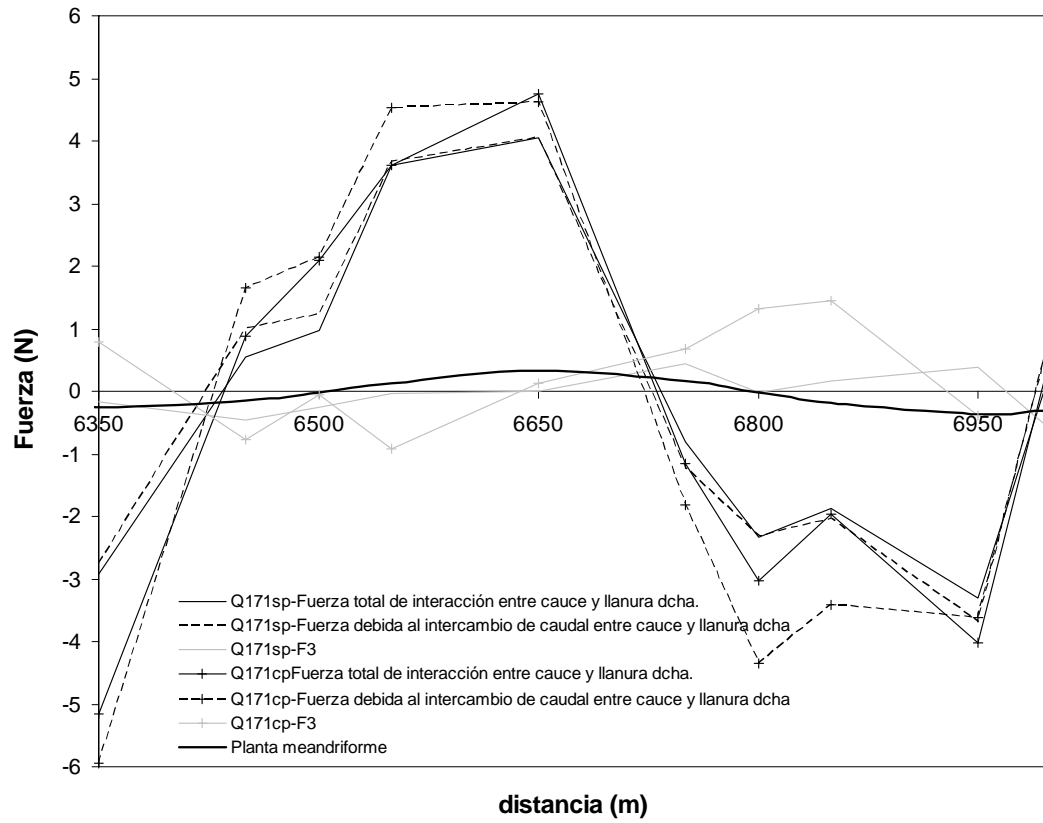


Figura 7.3.32 Comparación de Fuerzas debidas al intercambio de masa y a la tensión aparente de corte entre cauce y la llanura dcha. en los casos sin plantas y con plantas. Q171 y Q96.

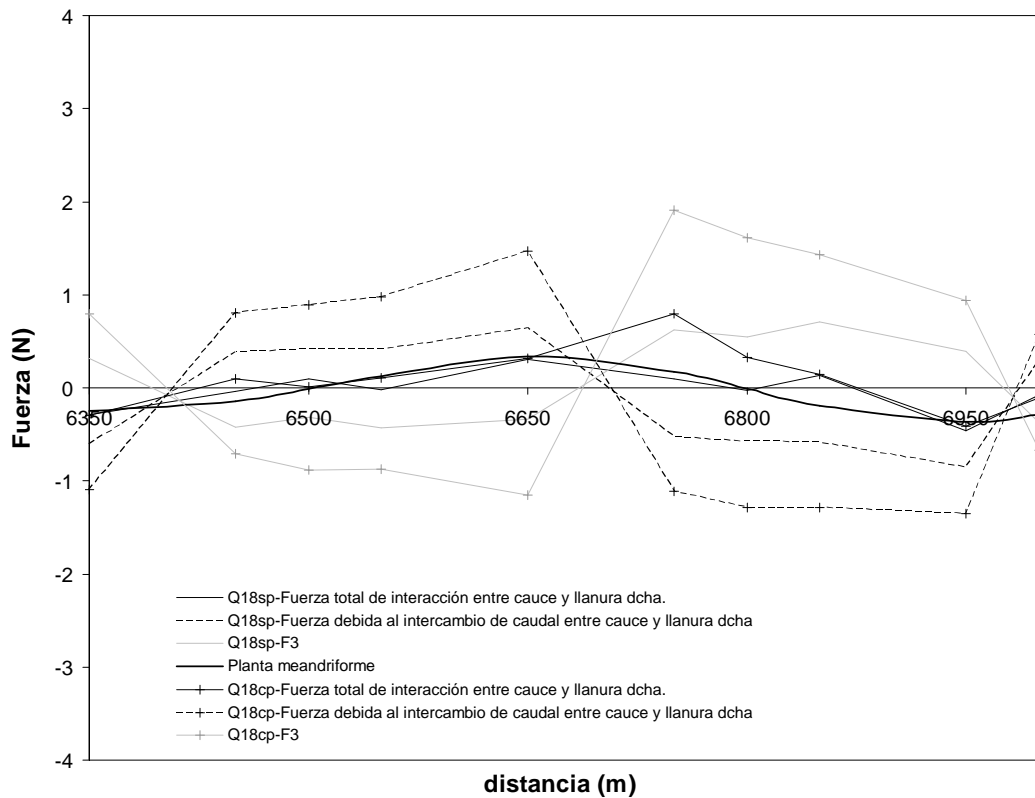
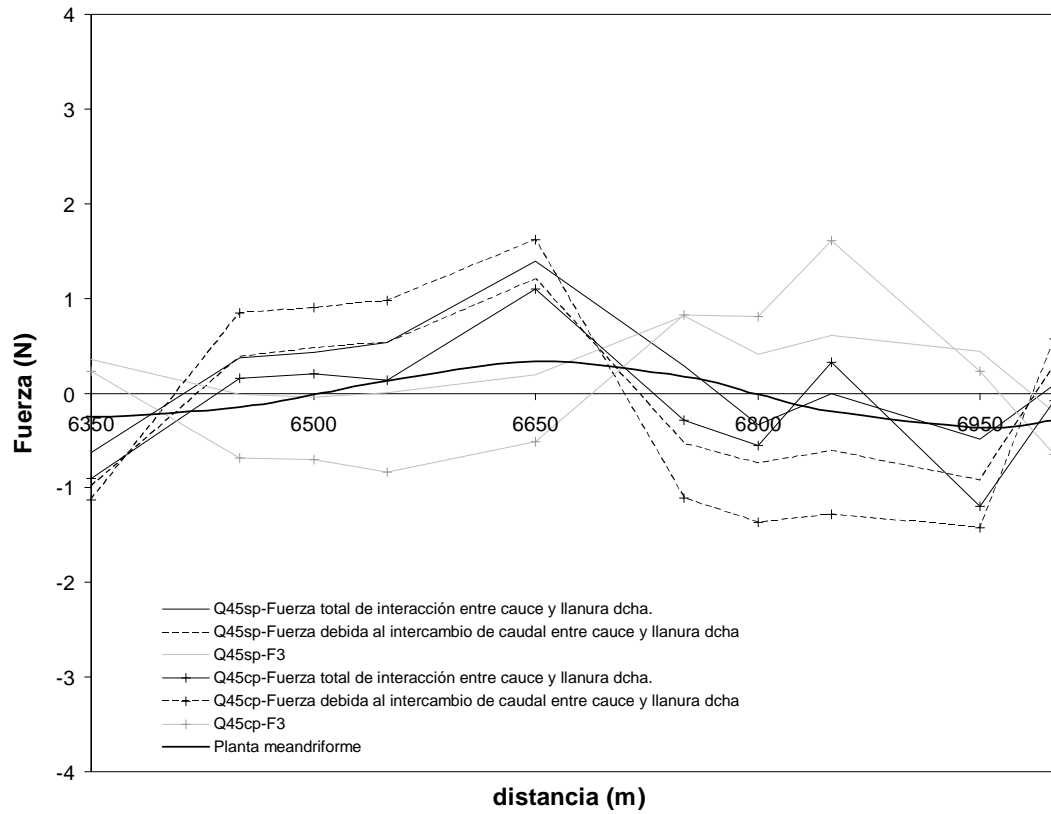


Figura 7.3.33 Comparación de Fuerzas debidas al intercambio de masa y a la tensión aparente de corte entre cauce y la llanura dcha en los casos sin plantas y con plantas. Q45 y Q18.

En las Figs. 7.3.32 y 7.3.33 se puede observar que la Fuerza total que actúa entre el cauce y las llanuras es similar en los casos sin plantas y con plantas. Sin embargo, la importancia de las dos fuerzas que componen esta Fuerza total es diferente. La Fuerza aparente de corte es mayor en los casos con plantas, disminuyendo la fuerza debida a la transferencia de caudal entre el cauce y las llanuras. En los casos sin plantas, las fuerzas debidas a las tensiones aparentes de corte se mantienen en valores comprendidos entre ± 0.5 N y ± 1.0 N, mientras que en los casos con plantas son mayores que ± 1.0 N en todos los caudales, siendo el mayor valor de ± 1.9 N para el Q18cp.

Los trabajos experimentales de Toebes y Sooky (1967), Sellin et al (1993), Shiono y Muto (1998) y Wormleaton et al (2004a) permiten dar una explicación a estos resultados. En los casos de cauces con llanuras lisas, Toebes y Sooky (1967), Sellin et al (1993) y Shiono y Muto (1998), demostraron que a partir de un cierto calado relativo de desbordamiento, el flujo de la llanura cruzaba por encima del cauce y las tensiones mayores se producían en la línea horizontal que separa el flujo de las llanuras y el flujo del cauce por debajo del nivel de las llanuras. Sin embargo, Wormleaton et al (2004) demostraron que cuando las llanuras son más rugosas que el cauce el flujo más lento de éstas no consigue vencer al del cauce y las tensiones más altas se producen en la línea vertical que separa el cauce de las llanuras. Estos resultados sirvieron a Martín-Vide y López-Querol (2004) y a Wormleaton et al (2004b) para justificar el uso de la separación vertical entre el cauce y las llanuras en nuevos métodos de cálculo del caudal en cauces meandriformes con llanuras. De todas formas y a pesar de que la fuerza aparente de corte tiene más importancia en los caudales más pequeños, Q18 y Q45, hay que decir que en los caudales grandes la fuerza debida al intercambio de caudal entre el cauce y las llanuras es varias veces mayor, incluso cuando la rugosidad de las llanuras es muy grande, p. ej. en el Q96cp.

Las fuerzas debidas a la fricción con el fondo y con las paredes del cauce y llanuras, no han sido representadas para mayor claridad de las figuras. Sin embargo, es necesario conocer los valores de estas fuerzas para poder determinar la importancia que tienen los fenómenos de intercambio de caudal y de interacción turbulenta en la resistencia al flujo. En las Figs. 7.3.34a y 7.3.34b se muestran las fuerzas debidas a la fricción con los contornos sólidos y las debidas al peso del agua para los caudales sin plantas y con plantas respectivamente. Se puede observar que ambas fuerzas son prácticamente iguales por lo que podría ser válida la hipótesis de flujo uniforme. Además se ve que en los dos caudales más grandes, el valor de las fuerzas de fricción es del orden de la mitad del de las fuerzas por transferencia de masa y en los dos caudales más pequeños es del mismo orden de magnitud que las fuerzas de interacción. Estos resultados confirman la gran importancia que tiene el fenómeno de transferencia de masa entre cauce y llanuras en la distribución de caudales en cauces meandriformes.

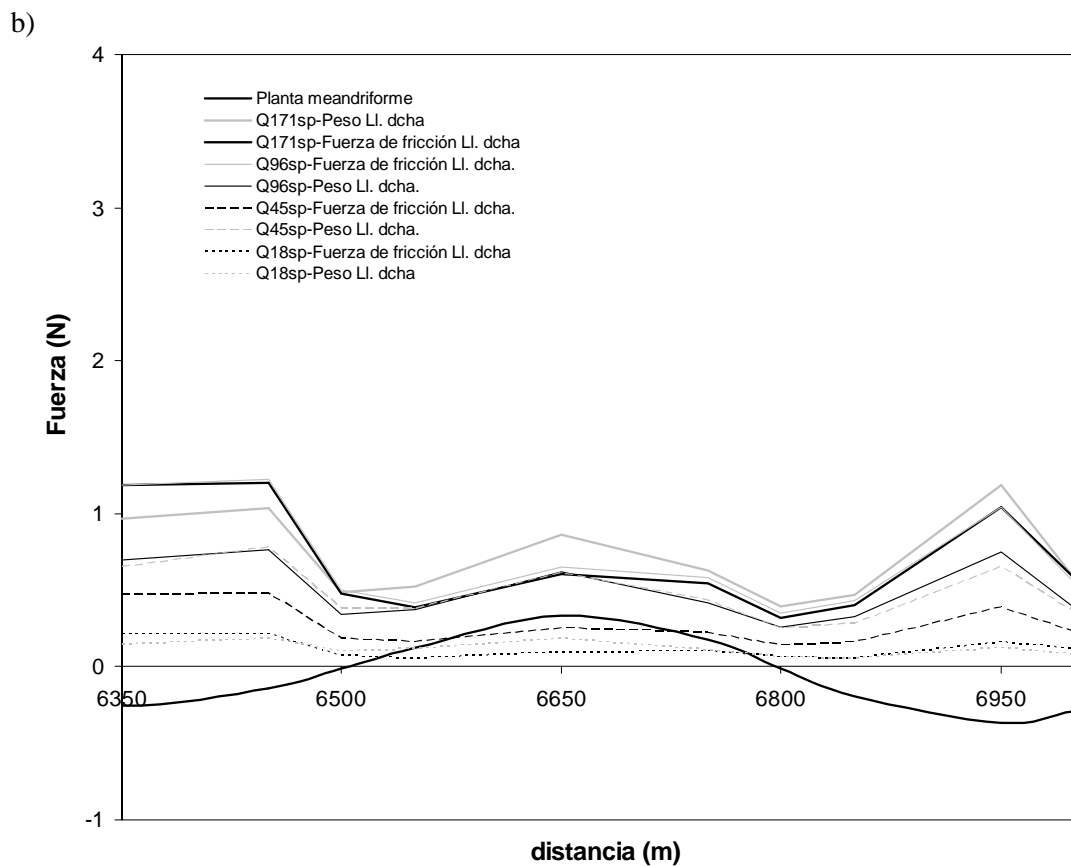
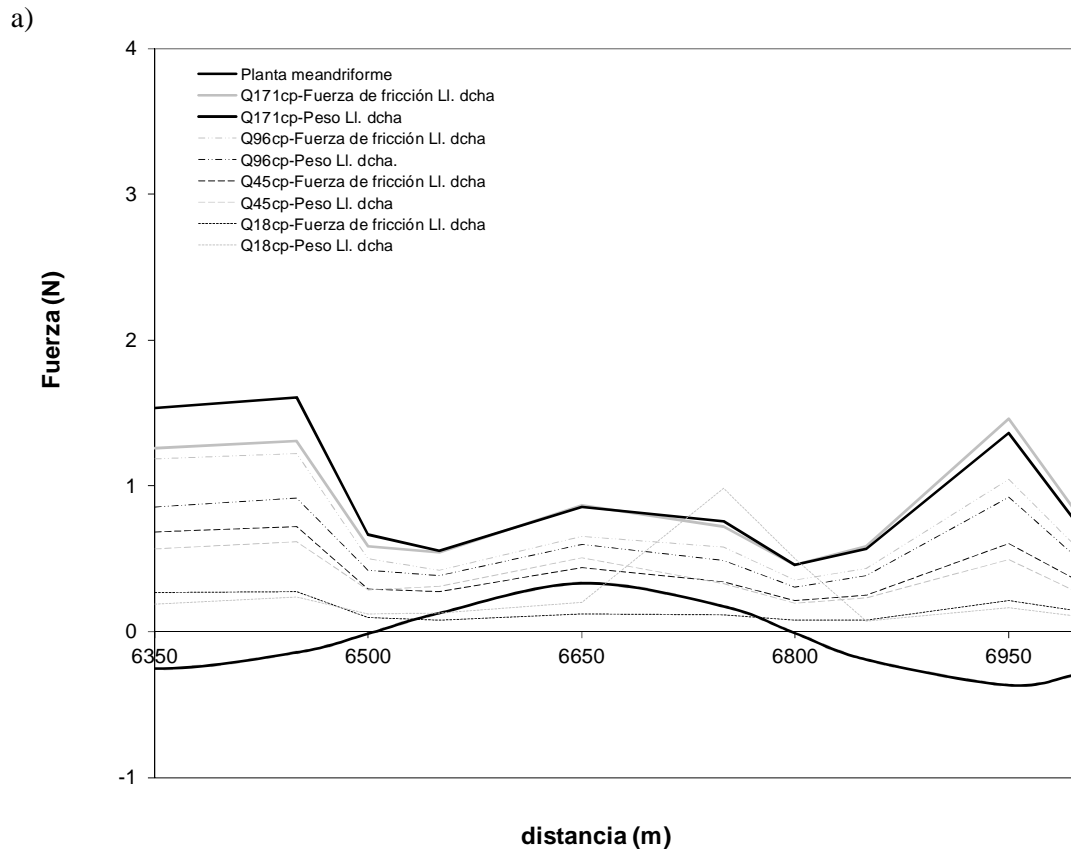


Figura 7.3.34 Comparación de Fuerzas debidas a la fricción con los contornos sólidos, en la llanura dcha., para los caudales a) sin plantas y b) con plantas.

7.4. Resultados obtenidos con los métodos tradicionales

En el Capítulo 5 se describieron los dos métodos tradicionalmente más usados para el cálculo del caudal a partir del calado en un canal o en un río, el SCM y el DCMv, y se aplicaron a numerosos datos de cauces rectos con llanuras. En el caso de los cauces sinuosos estos métodos han sido también empleados en los modelos numéricos 1D por su sencillez de cálculo.

A la hora de aplicar las ecuaciones del SCM y del DCMv a un cauce sinuoso con llanuras, hay que tener en cuenta que mientras que en los cauces rectos con llanuras paralelas al cauce, las secciones no variaban a lo largo del cauce, en los cauces con meandros las secciones son diferentes. En el caso de que la sinuosidad siga una ley constante y las llanuras sean rectas (caso del Besòs), las secciones se repiten en una longitud de onda. Este hecho hace que al aplicar los métodos se obtengan resultados diferentes según la sección, aunque el régimen sea uniforme, principalmente porque cambia el área de las llanuras. Estas diferencias no parecen tan evidentes al observar las curvas calado-caudal en diferentes secciones, ver Fig. 7.4.1.

Se puede ver en la Fig. 7.4.1 que el DCMv sobrestima el caudal total en todos los caudales con plantas y en todas las secciones, y que el SCM lo subestima. Sin embargo, en los caudales sin plantas el SCM también sobrestima los caudales, en contra de lo que ocurría en los cauces rectos. Esto puede ser debido a que las pérdidas debidas a la sinuosidad superan el error que da el SCM respecto al caso de cauce recto, como se puede ver en la Fig. 7.3.1 para la sección 6+350. Además como en los caudales analizados los calados relativos son mayores de 0.5, el SCM da resultados cercanos al DCMv y al valor medido en un cauce recto, como se vio en el Capítulo 5, en los cauces rectos con llanuras lisas. De todas formas hay que reconocer que es posible algún error en las medidas. Ya se vio en el apartado 7.1.1 que los errores en algunas secciones superaban el 10% del caudal total y las diferencias apreciadas en algunas secciones (s6+350 p. ej.) son de ese orden.

Debido a que el régimen no es exactamente uniforme y a que el área de flujo cambia de una sección a otra, los calados en las secciones son diferentes. Por eso las curvas caudal-calado no son válidas para todas las secciones y el cálculo del nivel de agua en cada sección se debe hacer con un modelo numérico que aplique la conservación de la energía entre las secciones. En las Fig. 7.4.2 y 7.4.3 se muestran los niveles de agua medidos y los calculados con HEC-RAS, en los dos supuestos de separar la sección en zonas (DCMv) o no separar (SCM) para los casos de llanuras sin plantas y con plantas. Se puede ver que usando como condición de contorno en la sección de aguas abajo la medida del nivel de agua en esa sección, Fig. 7.4.2, los niveles de agua calculados con los dos métodos en el resto de secciones son similares a los medidos, aunque siempre son mayores los calculados con el SCM que con el DCMv. Usando en la sección de aguas abajo la condición de contorno de régimen uniforme, ver Fig. 7.4.3, los niveles calculados con los SCM y con DCMv se separan más, mostrando que el SCM da niveles muy altos en todos los caudales. Estos niveles no se pueden comparar con los obtenidos con las secciones por separado (Fig. 7.4.1) por cuanto esos no tenían en cuenta los cambios de anchura en las llanuras entre unas secciones y otras.

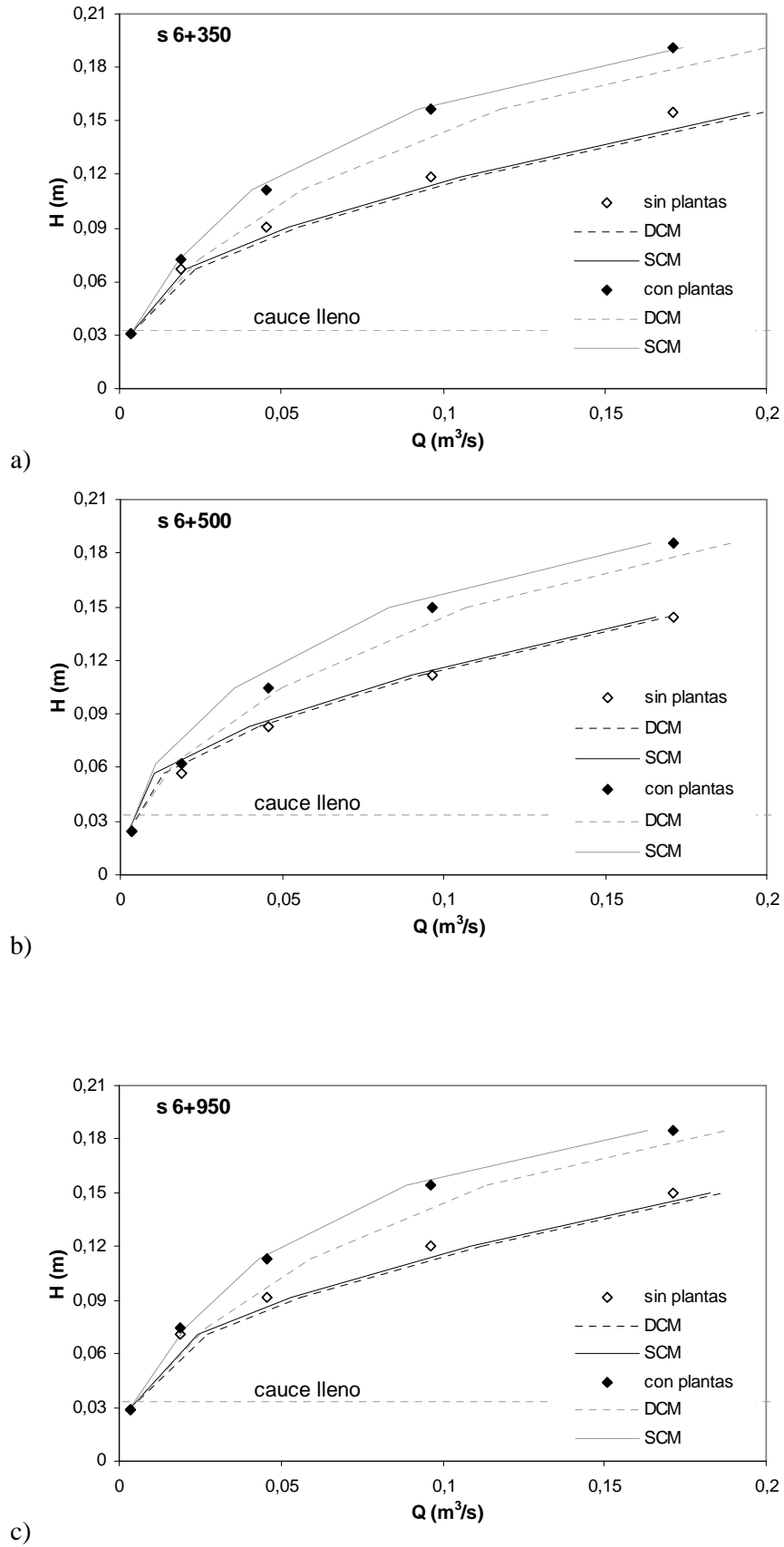
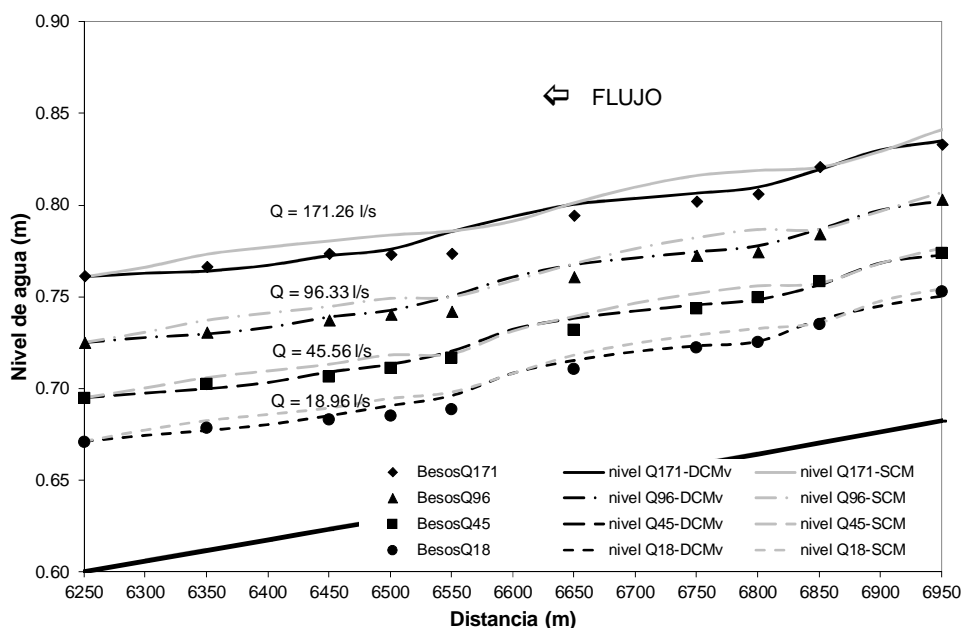


Figura 7.4.1 Curvas calado-caudal para el modelo reducido del río Besòs, con plantas (rombos negros) y sin plantas (rombos blancos). Comparación con las curvas calculadas con el DCMv y el SCM para a) la sección de curva aguas abajo (s6+350), como en la Fig. 7.3.1, b) la sección intermedia en cruce (s6+500) y c) la sección de curva aguas arriba (s6+950).

Los niveles de agua obtenidos con HEC-RAS (DCMv) con la condición de contorno de los ensayos son suficientemente aproximados a los reales y no necesitan de ninguna corrección por interacción cauce y llanura. En este sentido se puede asumir que en cauces meandriformes con calados altos de desbordamiento, calado en las llanuras mayor que el de cauce lleno, el DCMv aplicado en un modelo unidimensional es un buen método para obtener los niveles de agua.

a)



b)

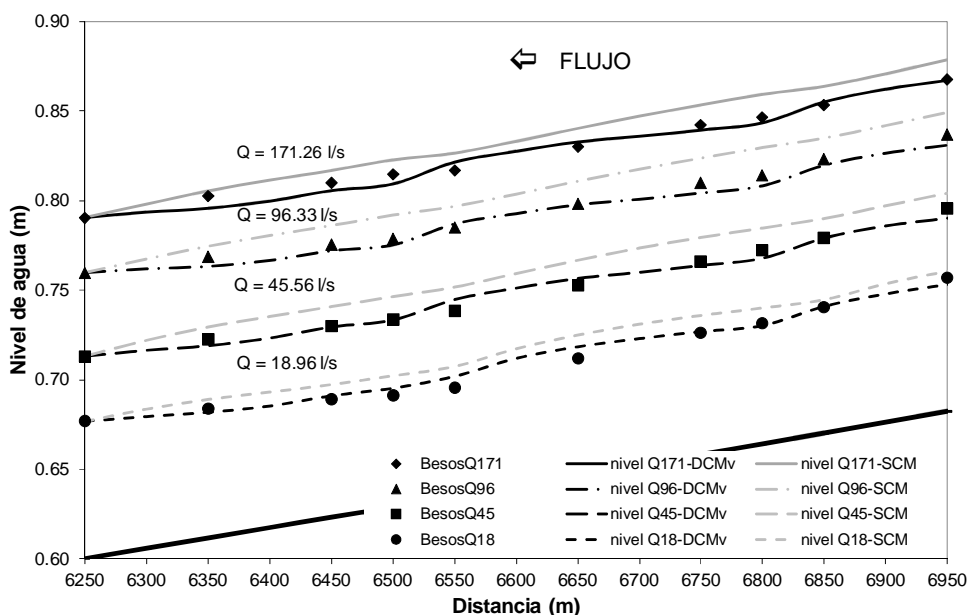


Figura 7.4.2 Niveles de agua medidos y calculados con HEC-RAS aplicando el DCMv, línea discontinua, y el SCM, línea continua, a partir del nivel medido en la condición de aguas abajo, para a) caudales sin plantas b) caudales con plantas. La condición de contorno en la sección de aguas abajo es el calado medido en esa sección.

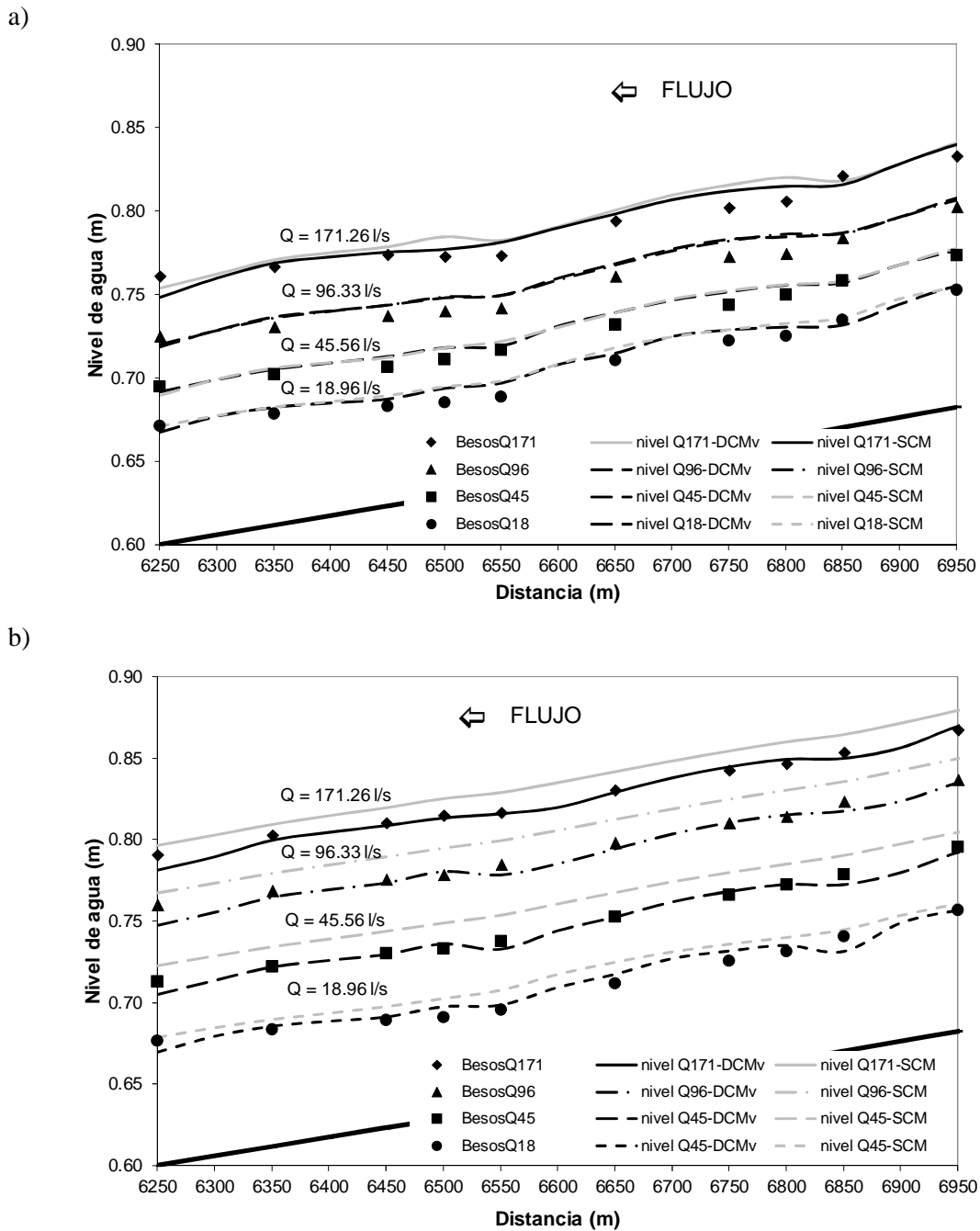


Figura 7.4.3 Niveles de agua medidos y calculados con HEC-RAS aplicando el DCMv, línea discontinua, y el SCM, línea continua, en todas las secciones para a) caudales sin plantas b) caudales con plantas. La condición de contorno en la sección de aguas abajo es el calado obtenido asumiendo la hipótesis de régimen uniforme en esa sección.

Un método 1D debe predecir los niveles de agua pero también las velocidades de circulación del flujo. Evidentemente, mediante un método tan sencillo como el DCMv es imposible obtener una distribución de velocidades precisa en todos y cada uno de los puntos de la sección. Sin embargo, sí pueden obtenerse velocidades medias en zonas (cuando se separa en cauce y llanuras de inundación) o en toda la sección (cuando no se divide). Las velocidades medias se calculan partiendo de los datos de laboratorio, el valor de la velocidad medida en cada punto se multiplica por el área de flujo media entre los dos puntos de medida inmediatos y en cada zona se suman todos los valores y

se divide por el área total de la zona, según se describe en el apartado 7.2. Estas velocidades se han comparado con las velocidades calculadas con el DCMv. El SCM no se ha comparado porque los resultados obtenidos en los cauces rectos (apartado 5.1.1) ya demostraron que ese método no es válido para calcular la distribución de caudales.

En las Figs. 7.4.4 - 7.4.7, se representan las velocidades medidas y calculadas en cauce y llanuras (usando el modelo HEC-RAS con la opción de separar en cauce y llanuras, DCMv). Los gráficos son de ajuste perfecto por lo que cuanto más se acercan los puntos a la recta de ajuste perfecto, más se aproximan los valores calculados a la realidad. Las nubes de puntos representan la totalidad de los valores de los ensayos, para todos los caudales.

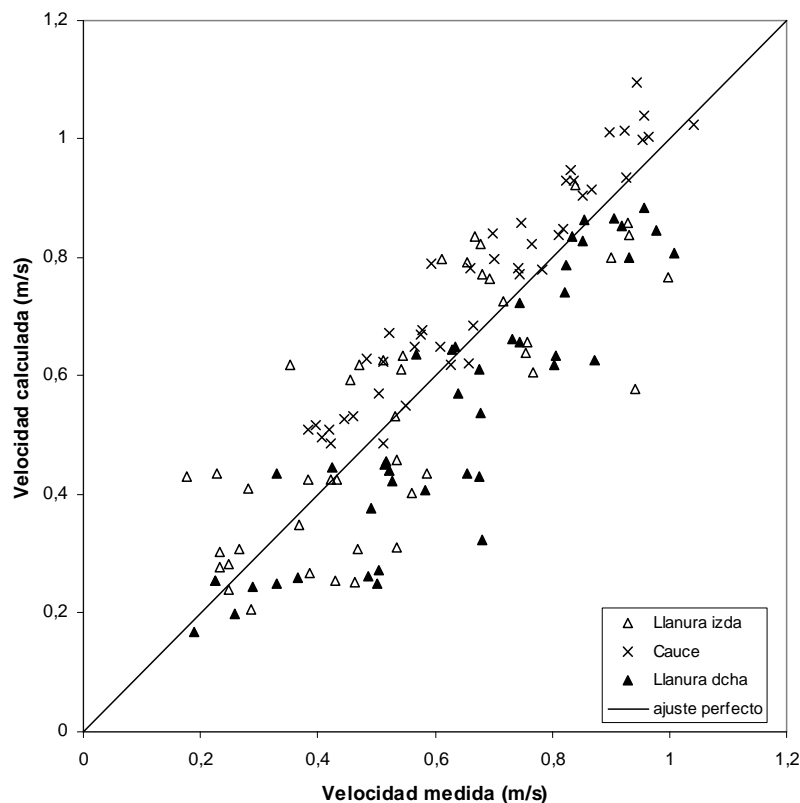


Figura 7.4.4 Comparación de las velocidades de cauce y llanuras medidas en los experimentos, con las calculadas con HEC-RAS (DCMv) en los casos sin plantas. Gráfico de ajuste perfecto con los valores de todas las secciones (132 puntos, 11 puntos por caudal en cada zona, uno por cada sección).

La Fig. 7.4.4 muestra una distribución bastante homogénea de puntos con respecto a la diagonal, en los ensayos sin plantas. Sin embargo, la tendencia, es que los puntos correspondientes a las velocidades en el cauce se encuentran situados por encima de la línea de ajuste perfecto y por encima de los de las llanuras. Esto significa que el DCMv está sobrevalorando ligeramente la velocidad en el cauce, e infravalorando la de las llanuras. Esto mismo ocurre con más claridad en los casos con plantas, Fig. 7.4.5. En estos casos las velocidades estimadas por el modelo HEC-RAS se alejan mucho más de la realidad.

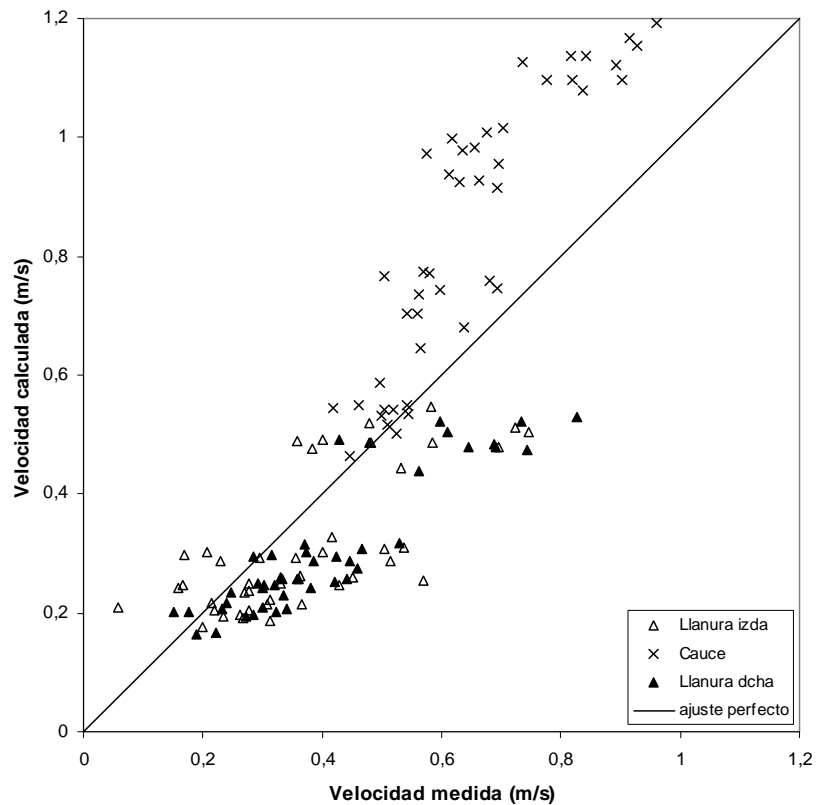


Figura 7.4.5 Comparación de las velocidades de cauce y llanuras medidas en los experimentos, con las calculadas con HEC-RAS (DCMv) en los casos con plantas. Gráfico de ajuste perfecto con los valores de todas las secciones (132 puntos, 11 puntos por caudal en cada zona, uno por cada sección).

En las Fig. 7.4.6 y 7.4.7 se representan el caudal mayor y el menor para los dos casos, sin plantas y con plantas respectivamente. Se puede observar en ambas figuras las diferencias debidas a la mayor rugosidad de las llanuras. En el caso sin plantas al aumentar el caudal el ajuste no mejora demasiado porque ya era bueno debido a que los calados relativos son muy altos. En general los errores no exceden del 20%, salvo en las llanuras del caudal Q_{18sp} , donde son muy grandes. En el caso con plantas, sin embargo, la rugosidad de éstas hace que para el caudal pequeño el ajuste sea muy malo, errores en el cauce mucho mayores del 20%, por lo que al aumentar el caudal se aprecie una cierta mejoría, errores en el cauce ligeramente mayores del 20%. Esta mejoría puede deberse al aumento del calado relativo y/o a la reducción del coeficiente de rugosidad al estar las plantas inundadas. En las llanuras los errores son mayores en el caudal pequeño, aunque puede ser debido a una mayor sensibilidad de las medidas en las velocidades más bajas. En todo caso los errores en los casos con plantas exceden el 20%, en prácticamente todos los valores del cauce y en la mayoría de los de las dos llanuras.

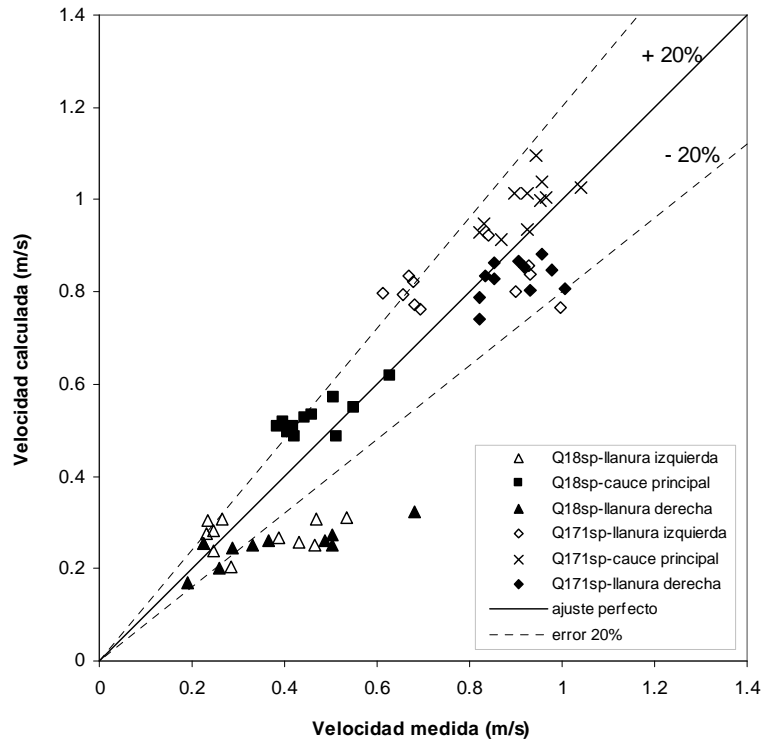


Figura 7.4.6 Comparación de las velocidades de cauce y llanuras medidas en los experimentos, con las calculadas con HEC-RAS (DCMv) en los caudales sin plantas, Q18.96sp y Q171sp. Gráfico de ajuste perfecto con los valores de todas las secciones (132 puntos, 11 por caudal, uno por cada sección).

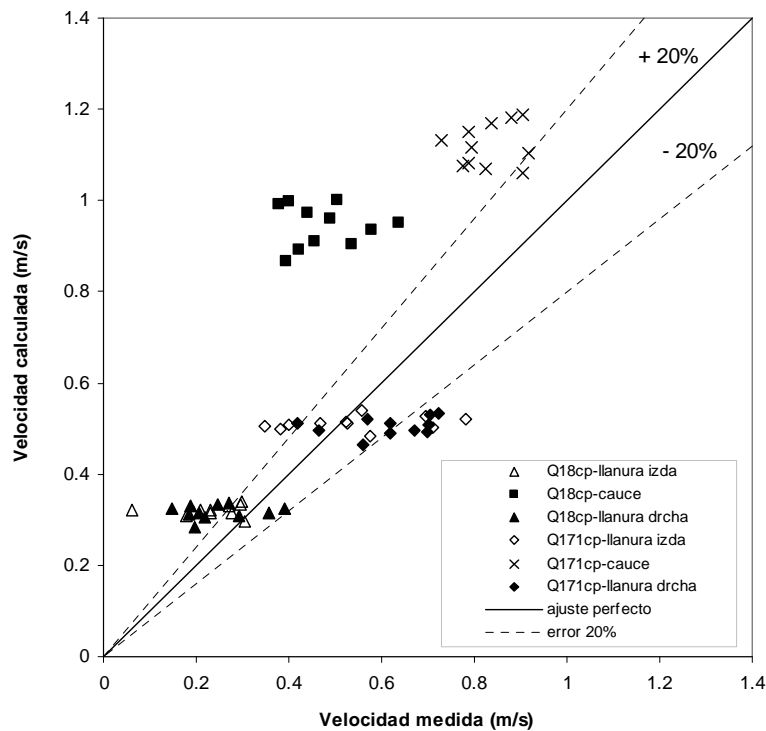
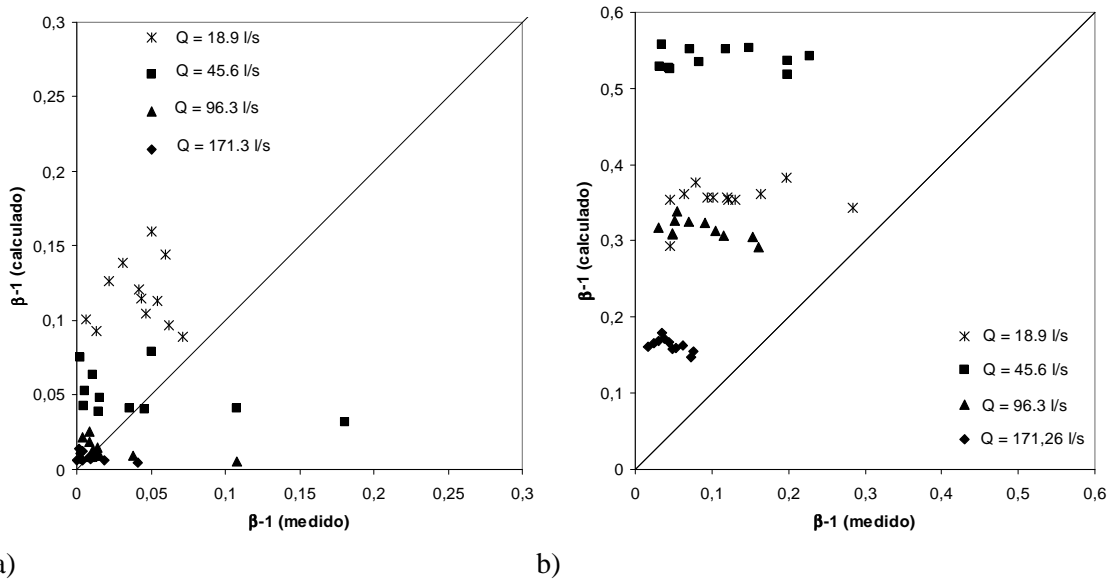


Figura 7.4.7 Comparación de las velocidades de cauce y llanuras medidas en los experimentos, con las calculadas con HEC-RAS (DCMv) en los caudales con plantas, Q18.96cp y Q171cp. Gráfico de ajuste perfecto con los valores de todas las secciones (132 puntos, 11 por caudal, uno por cada sección).

Esta disparidad en el cálculo de las velocidades con el DCMv se pone también de manifiesto en los valores del coeficiente de Boussinesq, β (α en Energías), que corrige la variación de la velocidad en la sección. Se ha calculado el valor de este coeficiente con los datos medidos en laboratorio, y se ha contrastado con el calculado por el HEC-RAS para el DCMv. El uso de este coeficiente permite expresar la distribución de velocidad en cada sección en un solo valor y representarlo en una única figura. Como el valor de $\beta = 1$ indica la misma velocidad en cauce y llanuras, el valor de $\beta - 1$ representa el grado de variación o no uniformidad del flujo. Así el parámetro $\beta - 1$ permite mostrar la diferencia entre los valores de velocidad medidos en los experimentos y los calculados con cualquier método. El valor de β se calcula a partir de los datos de velocidades promediados en las tres zonas (cauce y llanuras), por un lado, y de los resultados obtenidos del modelo 1D HEC-RAS aplicando el DCMv por el otro.

Se presentan en la Fig. 7.4.8 los resultados obtenidos en los casos sin plantas, Fig. 7.4.8a, y con plantas, Fig. 7.4.8b. La figura muestra que los valores de β calculados con el HEC-RAS (DCMv) son mayores que los obtenidos experimentalmente, especialmente en los casos con plantas. Esto indica que la distribución de las velocidades es mucho más uniforme en la realidad que en la modelación unidimensional. Es importante destacar que en el caso sin plantas, al aumentar el caudal, y con él el calado relativo, la distribución es más uniforme. Sin embargo, en el caso con plantas parece tener más importancia el coeficiente de rugosidad, que aumenta entre los caudales Q18.96cp y Q45cp y disminuye entre Q96cp y Q171cp, variando los valores de β en el mismo sentido, aunque no en magnitud al variar también el calado.



a) b)
 Figura 7.4.8 Gráfico de ajuste perfecto con los valores experimentales y calculados (a partir del DCMv) del coeficiente de Boussinesq, en forma de $\beta - 1$, para los cuatro caudales a) sin plantas y b) con plantas. Se representan 11 puntos por caudal, un valor de $\beta - 1$ por sección.

Numéricamente, la variación de valores es importante pues mientras que el valor de β obtenido con el modelo es casi constante para todas las secciones, en la realidad varía mucho entre sección y sección. Por ejemplo, en el caudal Q45sp el valor de β obtenido con el DCMv oscila en torno a 1.05 (± 0.03), mientras que para las medidas experimentales varía entre 1.18 y 1.01. En el caso con plantas, y para el mismo caudal,

el β calculado con el DCMv oscila en torno a 1.55 (± 0.02), mientras que para las medidas experimentales vale entre 1.03 y 1.22.

Claramente la hipótesis del DCMv de no interacción entre zonas está alejada de la realidad en secciones compuestas, especialmente cuando hay diversidad de rugosidades. Los datos experimentales demuestran que se produce una importante transferencia de cantidad de movimiento entre el cauce y las llanuras cuando existe un gradiente de velocidades. En estos casos, el cauce es frenado por las llanuras, en las que el agua circula a una velocidad inferior, al mismo tiempo que las llanuras se aceleran por el cauce. En la Fig. 7.4.9 se puede comparar la distribución lateral de la velocidad medida en los ensayos y la calculada para el Q45cp. Se hace por lo tanto necesario buscar nuevos métodos, que teniendo en cuenta el fenómeno físico descrito en los apartados anteriores, sean capaces de calcular la distribución de velocidades del cauce y las llanuras con más precisión.

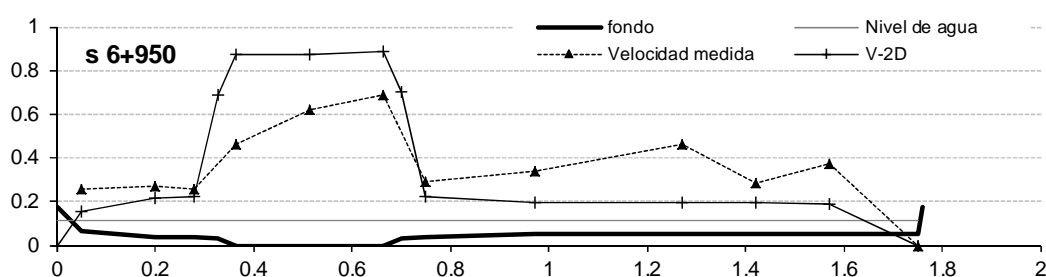


Figura 7.4.9 Distribución lateral de las velocidades medidas en la sección s6+950 de la curva de aguas arriba, en el caudal Q45cp. Comparación con las velocidades calculadas usando la fórmula de Manning con los coeficientes de la Tabla 7.2.1 y de la Fig. 7.2.6 (V-2D).

7.5. Nuevo método para cauces sinuosos con llanuras. EDIFM modificado

7.5.1. Introducción

En el Capítulo 2 se expusieron varios métodos de cálculo del caudal en cauces meandriformes con secciones compuestas (Toebe y Sooky, 1967, Ervine y Ellis, 1987, James y Wark, 1992, Greenhill y Sellin, 1993, Shiono et al, 1999, O'Sullivan et al, 2000, Martín-Vide y López-Querol, 2004 y Wormleaton et al, 2004). De todos estos métodos los únicos que además de calcular el caudal de cauce y llanuras por separado, representan completamente el fenómeno físico, son los dos últimos. Además Wormleaton et al (2004) demostraron que los métodos de Ervine y Elliot (1985), de James y Wark (1992) y de Greenhill y Sellin (1993) no dan buenos resultados cuando las llanuras son más rugosas que el cauce, por lo que parece necesario usar otros métodos que sean aplicables también a éstos casos. El método de Martín-Vide y López-Querol (2004), denominado EDIFM (Exchange Discharge and Interaction Force Method) a partir de ahora, permite además su formulación directa en un modelo numérico unidimensional, lo cual lo hace aplicable en ríos con variación de área entre secciones como es este caso. Por estas razones, el mayor esfuerzo debe hacerse en el sentido de generalizar y mejorar el método de Martín-Vide y López-Querol (2004), dado que ya se ha demostrado que los métodos de separación horizontal no dan buenos resultados en todos los casos (Wormleaton et al, 2004b).

A pesar de las virtudes citadas del EDIFM, el método presenta ciertas limitaciones. La primera está en la estimación de las fuerzas aparentes de corte, que dependen de un coeficiente C que varía con el caudal. Este coeficiente fue ajustado solo para dos caudales y no se analizó si variaba debido a la diferencia de calados, de rugosidades o de otros parámetros geométricos, siendo difícil su generalización. Las otras dos limitaciones consisten en que el método usa los niveles de agua calculados con el HEC-RAS (DCMv), tomando como condición de aguas abajo el nivel medido en los experimentos, y como distribución de velocidades en la sección de aguas arriba, también la medida en los experimentos. Como consecuencia de estas limitaciones el EDIFM sólo es aplicable a los dos caudales analizados por Martín-Vide y López-Querol (2004) y sólo en casos en los que se tengan datos de niveles aguas abajo y velocidades aguas arriba. En la presente tesis se va a intentar generalizar el coeficiente C de las fuerzas aparentes de corte para más caudales, haciéndolo dependiente de parámetros conocidos, además de hacer que el método no necesite unos datos previos, que en condiciones reales son difíciles de conseguir. Antes de analizar las posibles modificaciones del método y los resultados de éstas, se resumen a continuación el fundamento y formulación del método.

7.5.2. Formulación del Método de Intercambio de Caudales con Fuerzas de Interacción (EDIFM)

Como se dijo en el Cap. 2 del Estado del Conocimiento el método denominado en esta tesis como método de intercambio de caudales con fuerzas de interacción (EDIFM) fue desarrollado por Martín-Vide y López-Querol (2004). El método, que utiliza la separación vertical entre el cauce y las llanuras, permite calcular la distribución de velocidades en cauces sinuosos con llanuras lisas y rugosas, y se desarrolló y aplicó a los dos caudales más grandes con plantas, Q171cp y Q96cp, del modelo reducido del río Besós, cuyos ensayos han sido ampliamente descritos y analizados en este capítulo.

La primera hipótesis del EDIFM es que asume que los niveles de agua calculados con el HEC-RAS (DCMv) son válidos, ecuación (7.5.1), si se usa como condición de contorno en la sección de aguas abajo el nivel de agua medido en los ensayos.

$$\beta_1 \frac{v_{m1}^2 A_{tot1}}{g} + z_{tot1} A_{tot1} = \beta_2 \frac{v_{m2}^2 A_{tot2}}{g} + z_{tot2} A_{tot2} - \frac{d}{2} (I_1 A_{tot1} + I_2 A_{tot2}) + \frac{d}{2} (A_{tot1} + A_{tot2}) s \quad (7.5.1)$$

$$I_1 = I_2 = I = \left(\frac{Q}{K_{tot}} \right)^2 \text{ donde } K_{tot} = \sum K_k = \sum \frac{A_k}{n_k} R_k^{2/3}$$

Los subíndices 1 y 2 indican las secciones de aguas abajo y aguas arriba (Fig. 7.3.26), m y tot significan medio y total, β es el coeficiente de Boussinesq, A es el área de flujo, v es la velocidad del flujo, g es la aceleración de la gravedad, d es la distancia entre dos secciones consecutivas, z es el calado del centroide, I es la pendiente de fricción, que se supone igual para toda la sección, y s es la pendiente del fondo.

Una vez obtenido el calado con la Ec. (7.5.1), se calcula la distribución de velocidades, que como se pudo ver en las Figs. 7.4.4-7.4.7 está bastante alejada de la realidad. Por esta razón, Martín-Vide y López-Querol (2004) propusieron aplicar la Ec. (7.5.1) independientemente al cauce y a las llanuras, según se mostró en la Fig. 7.3.26, de forma que quedan tres ecuaciones, una para el cauce y una para cada llanura:

$$\begin{aligned} \frac{v_{c1}^2 A_{c1}}{g} + z_{c1} A_{c1} - \frac{v_{lT}^2 A_{lT} \sin(\alpha)}{g} - z_{lT} A_{lT} \sin(\alpha) - \frac{v_{rT}^2 A_{rT} \sin(\alpha)}{g} - z_{rT} A_{rT} \sin(\alpha) = \\ = \frac{v_{c2}^2 A_{c2}}{g} + z_{c2} A_{c2} - \frac{d}{2} (I_s A_{c1} + I_2 A_{c2}) + \frac{d}{2} (A_{c1} + A_{c2}) s + F2 \end{aligned} \quad (7.5.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{v_{l1}^2 A_{l1}}{g} + z_{l1} A_{l1} + \frac{v_{lT}^2 A_{lT} \sin(\alpha)}{g} + z_{lT} A_{lT} \sin(\alpha) = \\ = \frac{v_{l2}^2 A_{l2}}{g} + z_{l2} A_{l2} - \frac{d}{2} (I_s A_{l1} + I_2 A_{l2}) + \frac{d}{2} (A_{l1} + A_{l2}) s + F1 \end{aligned} \quad (7.5.3)$$

$$\begin{aligned} \frac{v_{r1}^2 A_{r1}}{g} + z_{r1} A_{r1} + \frac{v_{rT}^2 A_{rT} \sin(\alpha)}{g} + z_{rT} A_{rT} \sin(\alpha) = \\ = \frac{v_{r2}^2 A_{r2}}{g} + z_{r2} A_{r2} - \frac{d}{2} (I_s A_{r1} + I_2 A_{r2}) + \frac{d}{2} (A_{r1} + A_{r2}) s + F3 \end{aligned} \quad (7.5.4)$$

donde los subíndices l , r y c significan llanura izquierda, derecha y cauce, respectivamente. Al separar las zonas aparecen nuevos términos que no estaban en la Ec. (7.5.1), y que son la transferencia de masa a través de la línea de separación entre cauce y llanuras, términos con subíndice T , y la fuerza de fricción turbulenta por unidad de peso, F ($F1$ para la llanura izquierda, $F2$ para la derecha y $F3$ para el cauce), ver Fig. 7.3.27. Las velocidades v_{lT} y v_{rT} son las velocidades de intercambio entre el cauce y llanuras que solo tienen componente en la dirección de la llanura, componente- x y que se pueden determinar con la ecuación de continuidad (ver Fig. 7.3.26). A_{lT} y A_{rT} son las áreas de intercambio de flujo entre dos secciones consecutivas, separadas una distancia d (Fig. 7.3.26a):

$$\begin{aligned} A_{lT} &= \frac{1}{2} \frac{d}{\cos(\alpha)} (h_{l1} + h_{l2}) \\ A_{rT} &= \frac{1}{2} \frac{d}{\cos(\alpha)} (h_{r1} + h_{r2}) \end{aligned} \quad (7.5.5)$$

El signo de los ángulos α_l y α_r del cauce principal respecto a la dirección del flujo en las llanuras es positivo si el flujo sale de una zona y negativo si entra. Por ejemplo, en la Fig.7.3.26a, α_l es positivo y α_r es negativo. Este convenio de signos es consistente con las ecuaciones (7.5.2), (7.5.3) y (7.5.4), donde $\sin(\alpha)$ mantiene el signo de α , afectando al término de transferencia lateral de cantidad de movimiento. Es importante destacar que la suma de las ecuaciones (7.5.2), (7.5.3) y (7.5.4), es la ecuación (7.5.1), cancelándose los términos de transferencia de cantidad de movimiento y cumpliéndose la ley de Newton $F2 = -F1 - F3$, según la Fig. 7.3.27.

Para obtener las velocidades en las diferentes zonas, las ecuaciones (7.5.2)-(7.5.4) se aplican desde aguas arriba hacia aguas abajo. Para lo cual se necesita una condición de contorno en velocidades en la sección de aguas arriba. El cálculo entre dos secciones consecutivas da las nuevas velocidades en cauce y llanuras en la sección de aguas abajo. Las incógnitas son v_{l1} , v_{c1} , v_{r1} , v_{lT} y v_{rT} . Sin embargo, sólo hay tres ecuaciones independientes (7.5.2), (7.5.3) y (7.5.4), por lo que faltan dos ecuaciones más para resolver el sistema, que son:

- Continuidad en la sección completa:

$$Q = v_{l1}A_{l1} + v_{c1}A_{c1} + v_{r1}A_{r1} \quad (7.5.6)$$

donde Q es conocido,

- Continuidad en el volumen de control entre dos secciones consecutivas en la superficie de contacto entre cauce y llanura (Fig. 7.3.26a):

$$\begin{aligned} v_{l2}A_{l2} &= v_{l1}A_{l1} + v_{lT}A_{lT} \operatorname{sen}(\alpha_l) \\ v_{r2}A_{r2} &= v_{r1}A_{r1} + v_{rT}A_{rT} \operatorname{sen}(\alpha_r) \end{aligned} \quad (7.5.7)$$

Además las fuerzas $F1$ y $F3$ se suponen proporcionales a la diferencia de velocidad entre cauce y llanura, promediada entre dos secciones consecutivas:

$$F1 = \frac{1}{2} \rho \cdot C' \cdot d \cdot (h_{l2}(v_{c2} - v_{l2}) + h_{l1}(v_{c1} - v_{l1})) \quad (7.5.8)$$

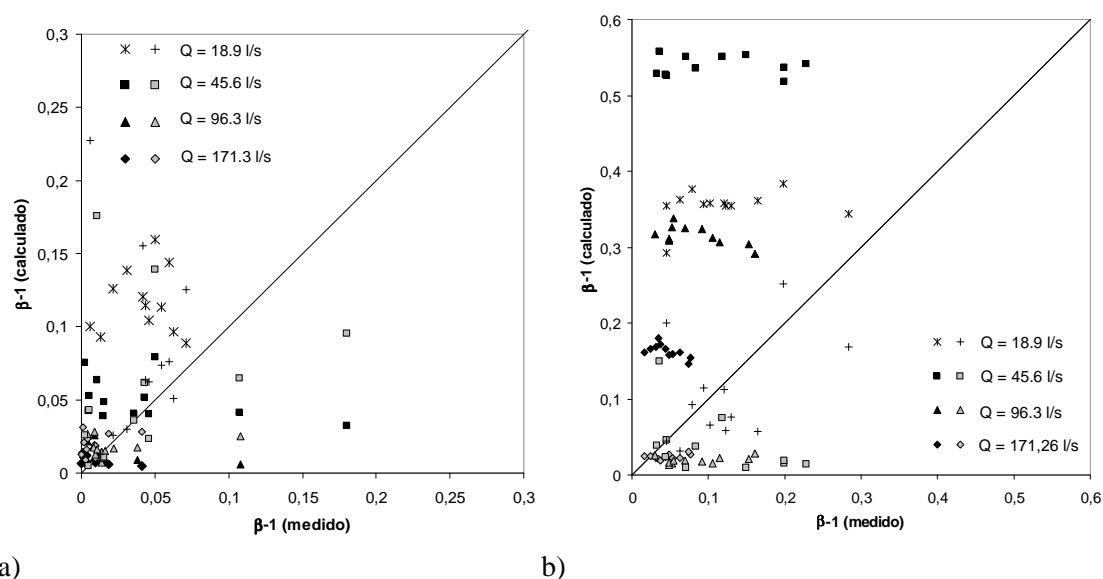
$$F3 = \frac{1}{2} \rho \cdot C' \cdot d \cdot (h_{r2}(v_{c2} - v_{r2}) + h_{r1}(v_{c1} - v_{r1})) \quad (7.5.9)$$

donde C' es un coeficiente adimensional para el que se obtuvieron valores de $C' = 0.0012$ con 171.3 l/s y $C = 0.0030$ con 96.3 l/s.

El sistema se resuelve sustituyendo v_{lT} , v_{rT} , $F1$ y $F3$ en las ecuaciones (7.5.2) y (7.5.4), quedando unas ecuaciones cuadráticas, obteniéndose dos soluciones de v_{l1} y v_{r1} . El criterio para seleccionar una de las dos soluciones está basado en el grado de obstrucción aguas arriba. El grado de obstrucción de la vegetación aguas arriba se puede evaluar a partir de la derivada de la capacidad hidráulica de la llanura respecto de la dirección principal, $\partial K/\partial x$. A mayor obstrucción menor capacidad de transporte, y a menor obstrucción mayor capacidad, entonces si $\partial K/\partial x > 0$, se elige como solución el mayor de los dos valores de la velocidad en cada zona; si es al contrario se elige el mínimo. Usando como distancia un cuarto de la longitud de onda del meandro hacia aguas arriba, se consigue el mejor ajuste entre el cálculo y los valores experimentales. Este criterio tiene en cuenta la importancia de la cantidad de movimiento a través de la sección 1 y la transferencia en la superficie de separación (Fig. 7.3.26a). Además hay casos para los que no existe solución de la ecuación cuadrática combinación de las ecuaciones (7.5.2)-(7.5.4). Estos casos pueden estar relacionados con el hecho de haber anulado la componente v_y , especialmente en las velocidades v_{lT} y v_{rT} . El método calcula la distribución de velocidad en una sección, a partir de lo que ocurre (en términos de obstrucción del flujo) en un cuarto de la longitud de onda del meandro hacia aguas arriba.

Por lo tanto y al igual que el MCVIM de Wormleaton et al (2004), el EDIFM incorpora en su formulación los dos fenómenos físicos analizados en los apartados anteriores, el intercambio de masa o caudal entre el cauce y las llanuras y las fuerzas aparentes de corte que actúan en la línea vertical que separa cauce y llanuras. Sin embargo, la definición de éstas últimas depende de un coeficiente que varía con el caudal y que fue únicamente calibrado para dos caudales. Aún sin considerar las fuerzas aparentes de corte, el EDIFM presenta claras ventajas sobre el DCMv tradicional (HEC-

RAS). En la Fig. 7.5.1 se muestran los valores de $\beta-1$ para todos los caudales, sin plantas y con plantas, tras aplicar el EDIFM considerando el intercambio de masa entre cauce y llanuras definido en las Ecs. (7.5.2)-(7.5.3), pero suponiendo nulas las Fuerzas aparentes de corte. Se puede observar que los valores calculados de β son más parecidos a los medidos que en el cálculo con HEC-RAS, lo que indica que el reparto de velocidades obtenido con el EDIFM se acerca más a la realidad que el obtenido con el DCMv. El EDIFM mejora especialmente la distribución en los casos con plantas, Fig. 7.5.1b y en los dos caudales sin plantas más pequeños, Fig. 7.5.1a. Sin embargo, en los dos caudales Q171sp y Q96sp la mejoría no es apreciable, debido a que en calados tan grandes y a igualdad de rugosidad del cauce y de las llanuras, las velocidades son prácticamente iguales en toda la sección haciéndose la transferencia de masa nula, como se pudo ver en el apartado anterior.



a) b)
 Figura 7.5.1 Gráfico de ajuste perfecto con los valores experimentales, y los calculados con EDIFM, del coeficiente de Boussinesq, en forma de $\beta-1$, para los cuatro caudales a) sin plantas y b) con plantas. Se representan 11 puntos por caudal, un valor de $\beta-1$ por sección. Los símbolos en negro muestran los valores del DCMv y los grises los del EDIFM.

7.5.3. Influencia de la rugosidad de las llanuras en la Fuerza aparente de corte. EDIFM modificado.

A partir del análisis de las fuerzas que actúan en el fenómeno de interacción entre cauce y llanuras en el flujo desbordado en cauces sinuosos con llanuras, ver apartado 7.5, se pudo deducir que aunque las fuerzas aparentes de corte tienen valores siempre menores de 1.5 N, adquieren una gran importancia para los caudales pequeños con plantas, donde el resto de fuerzas son menores que éstas. En el apartado anterior se ha visto que el EDIFM utiliza las fuerzas aparentes de corte en su formulación, y se muestra que éstas varían con el caudal, por lo que es necesario obtener una fórmula que relacione esas fuerzas con otras variables que tengan en cuenta esa variación. En primer lugar se propone modificar las expresiones de las fuerzas $F1$ y $F3$ en las Ecs. (7.5.8) y (7.5.9) y haciendo uso del análisis dimensional expresarlas como función del gradiente de velocidad al cuadrado:

$$F1 = \frac{1}{2} \rho \cdot C \cdot d \cdot (h_{l2} (v_{c2} - v_{l2})^2 + h_{l1} (v_{c1} - v_{l1})^2) \quad (7.5.10)$$

$$F2 = \frac{1}{2} \rho \cdot C \cdot d \cdot \left(h_{r2} (v_{c2} - v_{r2})^2 + h_{r1} (v_{c1} - v_{r1})^2 \right) \quad (7.5.11)$$

donde C es un nuevo coeficiente adimensional que sustituye al C' con el que se ha denominado al coeficiente en las expresiones sin el cuadrado en el gradiente de velocidades.

De esta manera, y siguiendo el desarrollo paramétrico del Capítulo 3, se puede deducir una expresión para la fuerza aparente de corte que dependa de variables medibles y cuyos coeficientes no varíen con el caudal. En este sentido, cabe decir que de los ratios analizados para los cauces rectos, Ec. (5.5.2), solo es posible con los datos del modelo reducido del río Besòs analizar la relación de calados (0.50-0.81) y de rugosidades (1.9-3.1), dado que el resto de variables de la Ec. (7.5.12), que son la relación de anchos (= 4.2) y el factor de forma del cauce (= 10), se mantienen constantes.

$$C = C \left(\frac{B}{b}, \frac{(H-h)}{h}, \frac{b}{h}, n_r \right) \quad (7.5.12)$$

Antes de analizar la variación del coeficiente adimensional C de las Ecs. (7.5.10) y (7.5.11) con la relación de calados y de rugosidades, se ha calibrado el valor de C hasta obtener el mejor ajuste entre las velocidades calculadas y las medidas, para un total de 33 datos de velocidad por caudal (11 secciones x 3 velocidades medias en el cauce y las dos llanuras. Los valores obtenidos se dan en la Tabla 7.5.1. El coeficiente adimensional C es equivalente al coeficiente aparente de fricción estudiado en el Capítulo 3 para cauces de planta recta.

Tabla 7.5.1. Valores del coeficiente C que mejor ajusta para todos los caudales.

Q [l/s]:	171.26	96.33	45.56	18.96
C [-] (Sin plantas):	≈ 0.00	≈ 0.00	≈ 0.00	≈ 0.00
C [-] (Con plantas):	0.035	0.067	0.130	0.018

Los valores de C obtenidos para los casos sin plantas y dados en la Tabla 7.5.1 indican claramente que este coeficiente no varía con el calado, al menos en el rango de calados analizado. Al ser el coeficiente de rugosidad igual en cauce y llanuras para todos los caudales, el calado es el único parámetro que cambia en los cuatro caudales, para los que el valor de C es constante. Por esta razón, se excluye también la relación de calados entre la llanura y el cauce del análisis paramétrico de C , quedando únicamente la relación de rugosidades como variable:

$$C = C(n_r) \quad (7.5.13)$$

Analizando los valores de C obtenidos para los caudales con plantas, se observa que C aumenta al aumentar la rugosidad de las llanuras, entre los caudales Q18cp y Q45cp y disminuye al disminuir ésta, entre los caudales Q45cp y Q171cp. Es decir, el valor de C varía proporcionalmente al coeficiente de rugosidad de las llanuras, n_f . Como en el caso de que las llanuras tengan el mismo coeficiente de rugosidad que el cauce, caudales sin plantas, el coeficiente es nulo, se debe usar como variable la diferencia de ambos coeficientes de rugosidad ($n_f - n_c$). Aplicando los resultados del Cap. 3, donde en los casos de elementos de rugosidad que sobresalían del suelo, como la serie 07 del FCF y

el caso que nos ocupa, el coeficiente aparente de fricción era proporcional al cuadrado de la diferencia de coeficientes de rugosidad, parece apropiado que el coeficiente C sea de la forma de

$$C = k \left(\frac{n_f - n_c}{n_c} \right)^2 \quad (7.5.14)$$

donde k es un coeficiente adimensional (probablemente función de las relaciones de calado, ancho y de forma del cauce), y n_c y n_f son los coeficientes de rugosidad del cauce y de las llanuras respectivamente. Con los valores de los coeficientes de rugosidad de la Tabla 7.2.4 y los valores de C obtenidos en la Tabla 7.5.1 se puede ajustar el valor de k que da el error más pequeño como $k = 0.03$. En la Fig. 7.5.2 se puede ver el ajuste de C en los cuatro caudales. La ecuación (7.5.13) con el valor de $k = 0.03$ se puede aplicar a otros caudales y otras rugosidades de las llanuras, al menos dentro de los límites de los experimentos. Así el modelo 1D desarrollado con esta modificación del EDIFM depende únicamente de los valores de la n de Manning en cauce y llanuras y del valor adimensional de k , que deber ser función de otros parámetros geométricos.

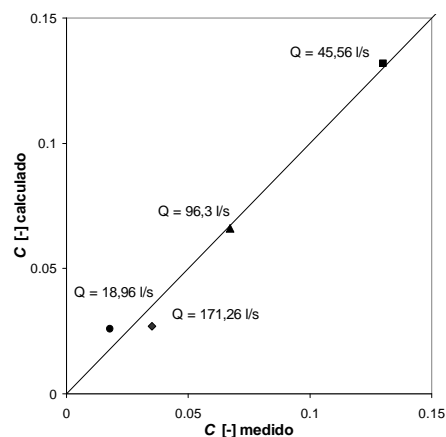
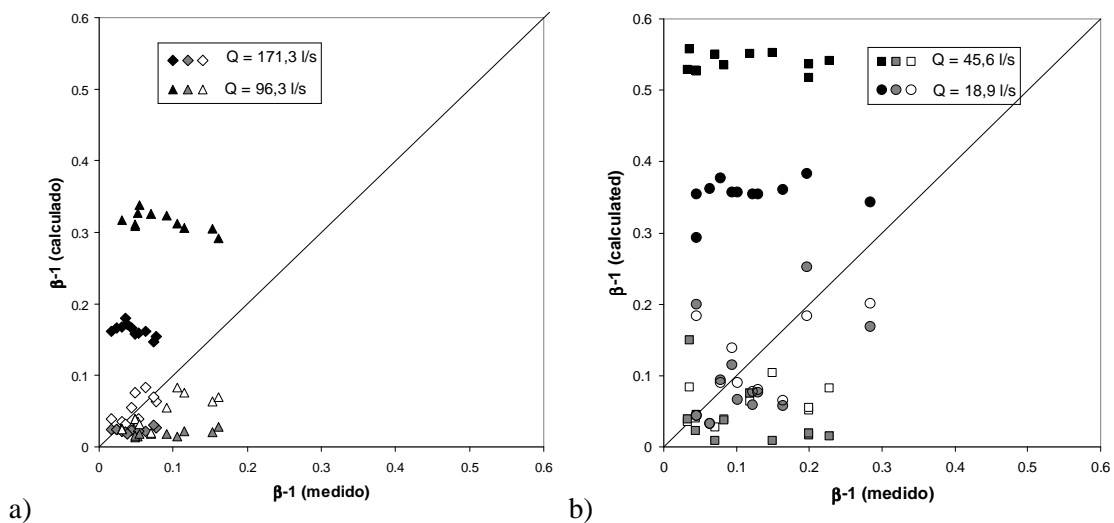


Figura 7.5.2 Valores calculados de C (con $k= 0.03$ en la Ec. 7.5.13) frente a los valores estimados para el ajuste con los datos de velocidad (Tabla 7.5.1). Caudales con plantas.

En la Fig. 7.5.3 se puede observar la mejora obtenida en la distribución de velocidades, en forma del coeficiente de Boussinesq, una vez incluida la modificación propuesta para los casos con plantas. La figura se divide en dos para mayor claridad: los dos caudales más grandes se muestran en las Fig. 7.5.3a y los dos más pequeños en la Fig. 7.5.3b. Ambos gráficos son de ajuste perfecto, en términos de $\beta-1$, donde se comparan los resultados con HEC-RAS (DCMv), símbolos en negro, con el EDIFM de Martín-Vide y Lopez-Querol (2004), símbolos en gris, y con el EDIFM incluyendo la modificación propuesta en este trabajo, símbolos en blanco. Se puede ver que el término de transferencia de masa incorporado en el EDIFM mejora considerablemente los resultados del HEC-RAS, aunque la influencia única de este término lleva a una distribución todavía no uniforme del flujo. El papel de la Fuerza aparente de corte (con $k = 0.030$), aunque es moderado, contribuye a un ajuste más uniforme. En los caudales sin plantas, como el valor del coeficiente C es nulo, son definitivos los resultados mostrados en la Fig. 7.5.1a, que incluían solo la transferencia de masa en la formulación original del EDIFM.



a) *Figura 7.5.3 Gráfico de ajuste perfecto con los valores experimentales y calculados con el EDIFM, del coeficiente de Boussinesq, en forma de $\beta-1$, para los cuatro caudales con plantas a) Q_{171cp} y Q_{96cp} y b) Q_{45cp} y Q_{18cp} . Se representan 11 puntos por caudal, un valor de $\beta-1$ por sección. Los símbolos negros muestran los valores del DCMv, los grises los del EDIFM, y los blancos los del EDIFM modificado.*

Otra mejora que se puede añadir al EDIFM consiste en utilizar para las condiciones de contorno de aguas abajo y de aguas arriba algún método que mejore el DCMv y que no precise de datos de campo previos. Al depender el nivel de agua y el reparto de caudal entre el cauce y llanuras de donde esté la sección, en la zona de cruce o en el vértice de la curva, conviene elegir una misma posición de la sección para ambas condiciones de contorno. Parece que la sección del vértice de la curva puede ser la más adecuada para este tipo de condición, por ser una sección donde cambia el sentido de la transferencia de masa, haciéndose casi nula.

7.6. Conclusiones

Las principales características del flujo desbordado en un río sinuoso con llanuras de inundación, han sido analizadas a partir de las medidas experimentales realizadas en el modelo reducido del río Besòs. Las velocidades medidas a una altura del 40% del calado, y consideradas como las velocidades promediadas en calado en cada punto, no permiten analizar los flujos secundarios pero sí la tendencia del cauce a seguir la dirección de las llanuras. Sellin et al (1993) ya demostró que en cauces con llanuras lisas y para calados relativos altos el flujo de las llanuras arrastraba al del cauce y la dirección principal de la velocidad en éste seguía la dirección de las llanuras. En el caudal más pequeño de los estudiados en este trabajo la dirección del flujo en el cauce es todavía paralelo a las márgenes del cauce, pero a medida que aumenta el caudal, y con él el calado relativo, el flujo del cauce tiende a seguir la dirección de las llanuras. Sin embargo, cuando las llanuras son rugosas, las velocidades en el cauce se dirigen siempre paralelas a las márgenes de éste, excepto en el caudal más alto. Wormleaton et al (2004) mostraron este efecto de la rugosidad de las llanuras, que no permitía que el flujo de éstas arrastrara al del cauce, quedando frenado al cruzarse con él. Para el caudal más alto, y debido a que la vegetación flexible de las llanuras reduce su rugosidad, la

velocidad de las llanuras aumenta y cruza por encima del cauce, redirigiendo las velocidades del mismo paralelamente a las de las llanuras.

Estos fenómenos de intercambio de masa (caudal) entre el cauce y las llanuras afectan a la distribución de velocidades en las secciones. Se ha demostrado que la llanura que recibe agua del cauce, llanura de aguas abajo en la sección de cruce, tiene velocidades más grandes que la que incorpora agua al cauce, llanura de aguas arriba en la sección de cruce. Además, en los casos sin plantas, el punto de máxima velocidad no se produce en el cauce si no en la llanura que recibe agua, aunque en un punto cerca del cauce. La velocidad en el cauce aumenta desde el mínimo valor en la margen que recibe caudal de la llanura que entra, hasta el máximo en la llanura que recibe caudal del cauce. Cuando las llanuras son rugosas el máximo de velocidad sí se da en el centro cauce, aunque al aumentar el caudal este punto se va desplazando hacia la llanura que recibe agua del cauce. La distribución de velocidades cambia de una sección a otra, pero repitiéndose cada longitud de onda. Esto hace que el análisis de la distribución de velocidades y de caudales en cauces meandriformes no pueda reducirse a una sección si no que haya que analizar una longitud de onda completa.

Integrando las velocidades medidas en el cauce y en las llanuras se ha podido ver la evolución de la distribución del caudal entre dos meandros. El caudal máximo se produce en una sección justo aguas abajo de la curva, a partir de esa sección el cauce comienza a ceder a la llanura de aguas abajo más caudal del que recibe de la llanura de aguas arriba y el caudal que circula por el cauce se reduce hasta la sección de cruce. En esta sección el cauce tiene su mínimo caudal y el cómputo del de las dos llanuras es máximo. A partir de esa sección en el cauce comienza a entrar más caudal del que sale hasta pasar la curva, donde se produce nuevamente un máximo. Este fenómeno tiene importancia en el transporte de sedimentos y en el estudio de la estabilidad del cauce, ya que el caudal incorporado aumenta las tensiones de fondo y la salida del caudal arrastra sedimentos hacia las llanuras.

Respecto a las fuerzas actuantes en el fenómeno, los resultados muestran claramente que la principal fuente de pérdidas en el flujo desbordado en cauces sinuosos es la debida al intercambio de masa entre el cauce y las llanuras. Al contrario de lo que ocurre en cauces rectos las tensiones turbulentas debidas al gradiente de velocidades entre cauce y llanura son de menor importancia. Aún así, cuanto más rugosas son las llanuras mayor peso tienen las fuerzas aparentes de corte respecto del intercambio de masa. Esto es debido principalmente a que cuando las llanuras son muy rugosas el fenómeno es diferente, al no ser capaz el flujo de las llanuras de sobrepasar el flujo del cauce, generándose unas fuertes tensiones en la línea vertical de separación. Cuantitativamente las fuerzas de rozamiento con el contorno sólido son equivalentes a las debidas a las tensiones turbulentas, mientras que las de intercambio de masa son las más grandes. Esto es válido para los dos caudales mayores, Q_{171} y Q_{96} , en los dos casos, sin plantas y con plantas. En los caudales más pequeños todas las fuerzas se igualan, aunque en los casos con plantas las fuerzas debidas a las tensiones turbulentas son ligeramente más grandes.

Todos estos fenómenos que actúan en el flujo desbordado en cauces sinuosos complican el cálculo del caudal en una sección. Además, dada la no uniformidad del flujo entre secciones, se hace necesario tener en cuenta todos los fenómenos en una longitud de onda completa. En este sentido el modelo EDIFM de Martín-Vide y López-

Querol (2004) parece el más adecuado, ya que además ha sido validado para llanuras rugosas. Se ha propuesto una modificación del modelo para que tenga en cuenta las fuerzas debidas a las tensiones turbulentas, y que mejora el reparto de caudal entre el cauce y las llanuras. Al igual que en cauces rectos la diferencia de rugosidad entre el cauce y las llanuras es un parámetro muy importante en el cálculo de las tensiones aparentes de corte. Con los datos experimentales del modelo reducido del río Besòs, y tal y como mostraron Wormleaton et al (2004) con los datos del FCF, se ha observado que cuando las llanuras son más rugosas que el cauce los métodos de separación horizontal dan resultados físicamente imposibles, siendo por lo tanto más apropiado un método que separe el cauce y las llanuras mediante una línea vertical.

8. MODELACIÓN NUMÉRICA DEL FLUJO DESBORDADO EN CAUCES CON LLANURAS

8.1. Introducción. Síntesis del estado del conocimiento

Los modelos de turbulencia que describen las tensiones generadas en el movimiento de un fluido fueron desarrollados durante el siglo XX (Reynolds, Boussinesq, Prandtl, Taylor, Von Karman, etc.). Sin embargo, la modelación numérica de las ecuaciones completas que rigen la mecánica del flujo en un cauce abierto, ecuaciones de Navier-Stokes en tres dimensiones, es bastante más reciente. No ha sido hasta el actual desarrollo de la capacidad operativa de los ordenadores, cuando la aplicación de este tipo de modelos ha avanzado considerablemente. Los modelos numéricos que resuelven las ecuaciones completas en tensiones precisan de una gran capacidad de cálculo y solo en problemas sencillos alcanzan una solución en un tiempo razonable. Este avance computacional ha permitido que los modelos más sencillos, modelos 1D, 2D y 3D en $k-\varepsilon$, estén siendo de uso generalizado incluso en el ámbito profesional fuera de la investigación universitaria.

Como ha quedado explicado en los capítulos anteriores, los métodos tradicionales usados en los modelos numéricos en una dimensión (1D) evalúan incorrectamente el caudal en un cauce de sección compuesta. Sin embargo, los nuevos métodos desarrollados en los últimos 30 años consiguen unos buenos ajustes en las curvas calado-caudal, tanto en cauces compuestos de planta recta (ASFM, COHM, IDCM, EDCM) como de planta meandriforme (Wormleaton et al, 2004, Martín-Vide y López-Querol, 2004). Aún así, estos métodos tienen serias limitaciones si lo que se busca es la distribución local de las velocidades, caudales o tensiones y si la geometría del río es complicada y tiene efectos de remanso en la dirección longitudinal. Para estudios en ríos es más conveniente usar modelos en dos o tres dimensiones (2D o 3D), que tienen en cuenta todos los factores que afectan al flujo en un cauce natural y dan soluciones detalladas de velocidades y tensiones en todos los puntos del cauce y de las llanuras. Los tiempos de cálculo actuales se acercan a los de los modelos 1D, y han generalizado el uso de estos modelos.

Sin embargo otros problemas inherentes a estos modelos siguen existiendo. Uno de ellos es la propia limitación de las ecuaciones, como ocurre en los 1D. Los modelos de turbulencia no tienen en cuenta todos los fenómenos implicados y normalmente subestiman las pérdidas debidas a las tensiones turbulentas. Esta limitación, no obstante, puede ser cuantificable, pero existe otra que es más difícil de predecir. Se trata de la difusión numérica, un artificio matemático que usan estos modelos para reducir las oscilaciones y mejorar la estabilidad y la convergencia de la solución. Cada modelo resuelve las ecuaciones turbulentas usando diferentes algoritmos. Según lo avanzados que sean esos algoritmos tendremos más o menos difusión. Si ésta es muy grande las soluciones serán muy diferentes a lo que de la teoría de las ecuaciones se podría intuir. Por poner un ejemplo, Rameshwaran y Shiono (2003) compararon diferentes esquemas numéricos del programa TELEMAC 2D en un cauce meandriforme, y concluyeron que el esquema con menos difusión daba niveles por debajo de los medidos, teniendo que aumentar el coeficiente de Manning por encima de los valores estimados experimentalmente para simular los niveles reales. Sin embargo, si usaban esquemas con más difusión, las pérdidas por interacción turbulenta se sobrestimaban y había que reducir el valor de la n de Manning experimental para fijar los calados medidos.

En la literatura científica se pueden encontrar ejemplos en los que los modelos 2D o 3D han sido calibrados con datos, teniendo que reducir los coeficientes de rugosidad estimados experimentalmente y otros ejemplos en los que los coeficientes de rugosidad tienen que ser aumentados para conseguir los calados medidos. Por ejemplo, en un cauce sinuoso Vionet et al (2004) usaron el TELEMAC 2D y disminuyeron los coeficientes de Manning para obtener los niveles medidos. Además Wilson et al (2002) obtuvieron con el mismo modelo calados mayores que los medidos, usando las condiciones y rugosidades de los experimentos. Sin embargo, Rameshwaran y Naden (2003) con un modelo 3D y Rameshwaran y Shiono (2003) con TELEMAC 2D, tuvieron que aumentar el valor de Manning estimado experimentalmente para ajustar los niveles de agua medidos. Esto significa que los diferentes esquemas numéricos influyen de forma importante en los resultados, aumentando la incertidumbre en la solución. La mayoría de los usuarios de estos modelos, aunque sean muy expertos, no conoce con detalle las características de los algoritmos numéricos ni de los métodos de resolución. Por esta razón es difícil saber a priori cómo hay que tratar los coeficientes de rugosidad para obtener una solución lo más cercana a la realidad. En este sentido cabe decir que las fórmulas obtenidas en los capítulos anteriores pueden servir de datos experimentales, en el sentido de que pueden ser usadas para calibrar los coeficientes de rugosidad de los modelos 2D y 3D.

En este capítulo se analizan modelos 1D, 2D y 3D en flujo desbordado en cauces con llanuras, y se pretende evaluar las posibilidades de cada modelo en diferentes condiciones con el fin de conocer qué resultados se pueden esperar de cada modelo en cuanto a parámetros prácticos para la ingeniería de ríos, como son los calados y las velocidades promediadas en calado. Los modelos usados para el análisis y contraste con las fórmulas obtenidas en los capítulos anteriores, son HEC-RAS (unidimensional), SRH2D (bidimensional) y SSIIM (tridimensional).

El proceso de modelación seguido en este capítulo será el siguiente:

- En primer lugar para cada modelo (1D, 2D y 3D) se ejecutan dos caudales menores que el de cauce lleno y se calibra el valor de la rugosidad, n global en 1D, n local en 2D y k_s en 3D. Este valor se compara con el teórico (obtenido experimentalmente) y se analiza cuál se debe usar para el flujo desbordado.
- Una vez seleccionado el valor de la rugosidad se ejecutan los caudales para cauce desbordado intentando simular las condiciones de los experimentos, y se comparan los resultados numéricos con los datos experimentales. A continuación se varía la condición de contorno de aguas abajo con el fin de conseguir la condición de régimen de los ensayos, y se analizan las diferencias en niveles y velocidades promediadas en calado en diferentes secciones del canal.
- Por último, para que los resultados numéricos se aproximen más a la realidad, se proponen mejoras en la definición de las condiciones de contorno y de otros parámetros de la modelación,

8.2. Datos experimentales

Los datos experimentales utilizados en este capítulo con el fin de comparar los resultados de los modelos numéricos con la realidad de un canal de laboratorio ya han

sido descritos en otros capítulos de esta tesis. Con el fin de facilitar el seguimiento del trabajo pero intentando no resultar repetitivo se resumirán las características más relevantes.

8.2.1. Cauces de planta recta con llanuras de inundación. Canal de experimentos Flood Channel Facility (FCF)

Descripción de los experimentos

En los capítulos anteriores se han descrito los ensayos llevados a cabo en los años 90 en el FCF, a continuación se resumen las características más importantes.

El FCF es un gran canal de 60 m de largo por 10 m de ancho, con un caudal máximo de 1.1 m³/s, en el que se desarrolló una interesante campaña de medidas en diferentes geometrías. En los apartados 2.2.1 (pg. 16), 4.2, 6.2 y 6.3 se presentaron las características generales de los experimentos. En este capítulo se usarán los datos de la serie A, cauce de planta recta con llanuras de inundación, la geometría del cauce es trapezoidal de ancho en el fondo de 1.50 m y márgenes de 0.15 m de profundidad con taludes 1H:1V (ver Fig. 6.2.1), la anchura de las llanuras depende de la serie, siendo de 4.10 m para la serie 1 (FCFAs01) y 2.26 m para la serie 2 (FCFAs02). Se han estudiado asimismo dos configuraciones de rugosidad diferentes en las llanuras. En la Tabla 8.2.1 se resumen los casos analizados.

Tabla 8.2.1. Parámetros principales de los ensayos. Dimensiones en metros.

<i>Serie</i>	<i>Caudal (m³/s)</i>	<i>Calado (m)</i>	<i>Forma en planta</i>	<i>Tipo de rugosidad en cauce - llanuras</i>	<i>Coef. de rugosidad (n_c/n_f)</i>
FCFsA01ib01	0.1036	0.1009	Recta	Fondo liso – cemento	0.01/ 0.01
FCFsA01ib02	0.1841	0.1412	“	“	“
FCFsA01ib03	0.2023	0.1488	“	“	“
FCFsA01q01	0.2336	0.1662	“	“	“
FCFsA01q02	0.2861	0.1766	“	“	“
FCFsA01q03	0.4511	0.1988	“	“	“
FCFsA01q04	1.0144	0.2501	“	“	“
FCFsA02q01	0.2492	0.1699	“	“	“
FCFsA02q02	0.2822	0.1778	“	“	“
FCFsA02q03	0.3829	0.1980	“	“	“
FCFsA02q04	1.1141	0.2988	“	“	“
FCFsA07q01	0.2332	0.1655	“	Fondo liso – troncos	0.01 / 0.014
FCFsA07q02	0.2540	0.1766	“	Fondo liso – troncos	0.01 / 0.017
FCFsA07q03	0.2998	0.1995	“	Fondo liso – troncos	0.01 / 0.022
FCFsA07q04	0.5434	0.3026	“	Fondo liso – troncos	0.01 / 0.037

De cada uno de los caudales de la Tabla 8.2.1 hay publicadas medidas de velocidades, tomadas con micro-molinetes y tubos de Pitot, y de tensiones de fondo,

tomadas con tubo de Preston (tubo de Pitot colocado en el fondo), en condiciones de régimen uniforme. Para ciertas geometrías y caudales se puede disponer también de variables turbulentas (medidor láser bidimensional). Los caudales se midieron con caudalímetros de presión diferencial de precisión del 2% y el nivel de agua con sensores digitales colocados a lo largo del canal de precisión 0.01 mm.

Rugosidades del canal

La rugosidad del cauce del FCF es la del cemento y la de las llanuras es la misma en unos casos (FCFAs01 y FCFAs02), y en otros (FCFAs07) es la de unas varillas verticales que simulan la vegetación arbórea de algunas zonas inundadas por el desbordamiento de los ríos. Ambas rugosidades se estimaron en experimentos separados en el mismo cauce, para varios calados.

La expresión obtenida para los caudales confinados estudiados en el FCF, suponiendo fondo liso y ajustando convenientemente las constantes, fue (Ackers, 1992 y 1993):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.02 \log_{10} (Re \sqrt{f}) - 1.38 \quad (8.2.1)$$

o usando la expresión de Colebrook-White (Rameshwaran y Shiono, 2007):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{3.02}{Re \sqrt{f}} + \frac{k_s}{12.3H} \right) \quad (8.2.2)$$

donde f es el factor de Darcy-Weisbach y Re es el número de Reynolds. Esta expresión tiene una relación directa con la fórmula de Manning y el coeficiente de Manning deducido para el cemento del FCF es $n = 0.01$. En La Fig. 2.4.2 se pudo ver la variación del valor de n con el calado para los caudales confinados en el cauce principal. En esa figura se puede observar que para los calados menores de 0.06 m el valor de la n de Manning se acerca a 0.011 y aumenta asintóticamente al disminuir el calado. El valor de la altura de rugosidad equivalente, k_s , es aproximadamente 3.0×10^{-4} , calculado como:

$$n = \frac{k_s}{(8.25\sqrt{g})} \quad (8.2.3)$$

En los casos con rugosidad en las llanuras de inundación, en las que unas varillas de 0.026 m. de diámetro distribuidas con una densidad de 12 varillas/m² simulan la vegetación arbórea de los ríos, la expresión del factor de rugosidad, f de Darcy-Weisbach, es la dada por Rameshwaran y Shiono (2007) como:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{3.02}{Re \sqrt{f}} + \frac{k_s}{1.20H} \right) \quad (8.2.4)$$

Al igual que en el caso de las llanuras lisas, esta expresión tiene una relación directa con la fórmula de Manning y los coeficientes de Manning deducidos para las varillas verticales del FCF varían entre $n = 0.012 - 0.037$, para calados entre 0.06 - 0.163 m.

Condiciones de contorno de los experimentos

Las condiciones de contorno en régimen uniforme subcrítico, el que rige todos los experimentos analizados, son un nivel de agua o calado en la sección de aguas abajo y un caudal en la de aguas arriba. Según el modelo utilizado, unidimensional (1D) o multidimensional (2D o 3D) la condición se podrá aplicar en toda la sección o en cada división de ésta (elementos de la malla). En la tabla 8.6.1 también se han resumido las condiciones de contorno generales de cada caso, calado y caudal. Las condiciones de contorno laterales engloban las paredes del canal FCF construidas con cemento. Estas condiciones serán incluidas como una pared física o como una condición de contorno de velocidad lateral cero, según el modelo.

8.2.2. Cauces de planta meandriforme. Modelo reducido del río Besòs.

Descripción de los experimentos

Las características de los ensayos llevados a cabo en el modelo reducido del río Besòs se han descrito con detalle en el capítulo 7, apartado 7.2. La escala del modelo del Besòs es 5 veces más pequeña que la del FCF. La sinuosidad del modelo del Besòs y la flexibilidad de los elementos de rugosidad de las llanuras marcan la singularidad de las medidas frente a otros canales de geometrías y rugosidades menos naturales. Un cauce trapezoidal de calado 0.036 m y anchura de 0.330 m con sinuosidad de 1.05 divide las dos llanuras de inundación de anchura total de 1.80 m. En la Tabla 8.2.2 se resumen las características más relevantes usadas en este capítulo.

Tabla 8.2.2 Parámetros principales de los ensayos. Dimensiones en metros.

<i>Serie</i>	<i>Caudal (m³/s)</i>	<i>Calado (m)</i>	<i>Forma en planta</i>	<i>Tipo de rugosidad en cauce / llanuras</i>	<i>Coef. de rugosidad (n_c/n_f)</i>
B-Q003sp	0.00360	0.031	Sinuosa	gravas	0.025
B-Q018sp	0.01896	0.067	“	gravas /gravas	0.025 /0.025
B-Q046sp	0.04666	0.091	“	“	“
B-Q096sp	0.09633	0.119	“	“	“
B-Q171sp	0.17126	0.166	“	“	“
B-Q018cp	0.01896	0.072	“	gravas /vegetación	0.025 /0.048
B-Q046cp	0.04666	0.111	“	“	0.025 /0.077
B-Q096cp	0.09633	0.167	“	“	0.025 /0.062
B-Q171cp	0.17126	0.191	“	“	0.025 /0.049

De todos éstos caudales se han analizado con detalle en el capítulo 7 las medidas de calados y de velocidades. Ese análisis servirá como contraste de los resultados numéricos obtenidos en este capítulo.

Rugosidades del canal

La rugosidad del cauce y llanuras está formada por gravas que dan un valor estimado experimentalmente de $n = 0.025$. En los casos con vegetación flexible en las llanuras, la

rugosidad es variable, aumentando al aumentar el calado hasta que las plantas son cubiertas por el agua, momento en el que disminuye la rugosidad. Los valores del coeficiente de rugosidad de Manning para cada caudal se indican en la Tabla 8.2.2.

Condiciones de contorno de los experimentos

Aunque los ensayos no se realizaron en condiciones de régimen uniforme, la zona de estudio se puede considerar casi uniforme debido a que la distancia entre esta zona y la sección de desagüe sobre vertedero es suficientemente grande. Por lo tanto las condiciones de contorno en la zona de estudio, son un nivel de agua o un calado en la sección de aguas abajo y un caudal en la de aguas arriba. Según el modelo utilizado, 1D, 2D o 3D, la condición se puede aplicar en toda la sección o en cada elemento de la malla. En la tabla 8.2.2 también se han resumido las condiciones de contorno generales de cada caso, calado y caudal. Las condiciones de contorno laterales engloban las paredes del canal del Besòs construidas con cemento. Estas condiciones serán incluidas como una pared física en los modelos.

8.3. Modelación unidimensional (1D)

En los modelos unidimensionales de flujo el cauce se divide en secciones de flujo, las cuales, en general, deben ser perpendiculares a la dirección de movimiento del agua. En la mayoría de los cauces con llanuras las líneas de flujo no son paralelas, especialmente en los cauces meandriiformes, lo cual supone que las secciones pueden estar formadas por varios planos que se adaptan a las líneas de flujo en cauce y llanuras independientemente. Los modelos 1D evalúan los niveles de agua en cada sección a partir del nivel dado en una sección de contorno, aguas abajo si es régimen lento y aguas arriba si es rápido. En el proceso de cálculo también se obtienen las velocidades medias en cada una de las secciones. Aunque existen varios modelos comerciales en 1D, el internacionalmente más usado y conocido es el HEC-RAS. Este programa ha sido desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers (USACE), y puede obtenerse gratuitamente de su página web. Dado lo común de su uso y el extenso conocimiento que por parte de los ámbitos universitario y empresarial se tiene del programa, se ha elegido HEC-RAS para analizar el cálculo de modelos 1D en secciones compuestas.

8.3.1. Modelo HEC-RAS. Ecuaciones generales y descripción del modelo. Opciones de cálculo en secciones compuestas.

El modelo numérico en una dimensión HEC-RAS resuelve las ecuaciones de Saint-Venant en una dimensión, ecuación de continuidad y ecuación de la energía, tanto en régimen permanente gradualmente variado, como en régimen no permanente.

Ecuación de Continuidad (conservación de la masa)

La ecuación de continuidad en una dimensión, se deduce a partir de aplicar la ecuación de conservación de la masa (o caudal) en un tubo de flujo, o como se vio en el capítulo 3 integrando la ecuación de Navier-Stokes de continuidad en el área:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{in} - q_{out} \quad (8.3.1)$$

Que en forma de tubo de flujo con sección de entrada 2 y de salida 1 queda:

$$Q_1 - Q_2 = q_{in} - q_{out} \quad (8.3.2)$$

Ecuación de Conservación de la Cantidad de Movimiento

La ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento también se puede deducir de las ecuaciones generales de Navier-Stokes integrando en el área. Así la ecuación general en 1D quedaría:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Qv)}{\partial x} + gA \frac{\partial z}{\partial x} + gAI - gAs = 0 \quad (8.3.3)$$

Sin embargo esta ecuación se usa poco en modelos unidimensionales, en los que la ecuación de conservación de la Energía es más práctica en la mayoría de los casos.

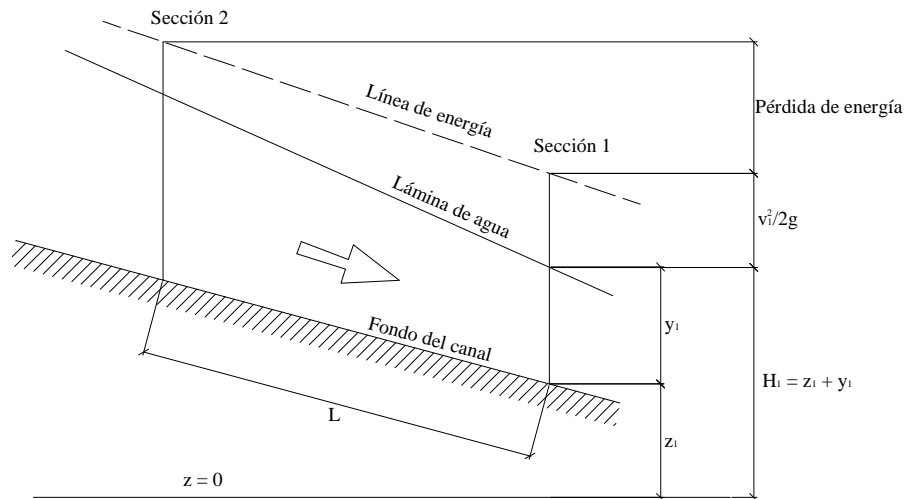


Figura 8.3.1 Esquema longitudinal de flujo para conservación de la energía.

Ecuación de conservación de la Energía

La ecuación que rige el régimen permanente gradualmente variado es la ecuación de Bernoulli. Considerando un elemento fluido, ver Fig. 8.3.1, entre dos secciones de un conducto que transporta un fluido, se puede aplicar Bernoulli entre ambas secciones de flujo, y considerando la velocidad es constante en toda la sección e igual a la velocidad media, podemos expresar la ecuación de conservación de la energía en 1D como:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(z_b + H + \frac{v^2}{2g} \right) + I = 0 \quad (8.3.4)$$

El método empleado por HEC-RAS es el “Método por pasos”, que consiste en, partiendo de la sección de aguas abajo (régimen lento), calcular el nivel de agua en la sección situada aguas arriba de la anterior, y de este modo, seguir hacia aguas arriba

hasta finalizar con el tramo estudiado. En régimen rápido ($F^2 > 1$) el cálculo se realizaría de aguas arriba hacia aguas abajo. La ecuación particular del método por pasos en régimen permanente es:

$$\underbrace{H_2 + \frac{v_2^2}{2g}}_{\text{Energía sección 2}} = \underbrace{H_1 + \frac{v_1^2}{2g}}_{\text{Energía secc. 1}} + \underbrace{IL + \lambda \left| \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right|}_{\text{Pérdida de energía entre secc. 1 y 2}} \quad (8.3.5)$$

Donde, H_i es la altura absoluta de la lámina de agua en la sección i , v_i es la velocidad media del flujo en la sección $i = \text{Caudal} / \text{Área}$, I es la pendiente de fricción entre las secciones 1 y 2, L es la distancia entre las secciones 1 y 2, λ es el coeficiente de pérdidas de carga localizadas, debidas a ensanchamiento o estrechamiento entre las áreas de las dos secciones consecutivas consideradas, Sección 1 es la sección de aguas abajo de las dos consideradas y Sección 2 es la sección de aguas arriba de las dos consideradas.

La hipótesis de partida para la ecuación (8.3.5) es que la velocidad es igual a la velocidad media en toda la sección. Esta hipótesis puede ser más o menos realista en el caso de secciones con formas regulares, sin zonificaciones importantes, y además, sin variaciones significativas de rugosidad en la sección. Si esta hipótesis no fuese válida, habría que incluir el coeficiente de distribución de velocidades de Coriolis, α , que se define del siguiente modo:

$$\alpha = \frac{\sum V_i^3 A_i}{V_m^3 A} \quad (8.3.6)$$

donde, V_i es la velocidad en cada zona en que se divide la sección, A_i es el área de cada una de esas zonas, V_m es la velocidad media en la sección = caudal / área total y A es el área total de la sección. El valor de α es un indicativo de la distribución de velocidades en la sección. El valor mínimo que puede tener es de 1, que se corresponde con el caso de que en todos los puntos de la sección la velocidad sea igual a la media. Cuanto más alto es el valor de α , mayor diferencia de velocidades entre zonas. La ecuación (8.3.5) queda, entonces:

$$\underbrace{H_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g}}_{\text{Energía sección 2}} = \underbrace{H_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g}}_{\text{Energía secc. 1}} + \underbrace{IL + \lambda \left| \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} - \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} \right|}_{\text{Pérdida de energía entre secc. 1 y 2}} \quad (8.3.7)$$

Para el cálculo de la pendiente motriz, I , existen diversas fórmulas alternativas. La más empleada es la de Manning:

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (8.3.8)$$

Donde el término $K = \frac{A}{n} R_h^{2/3}$ (capacidad de transporte de agua) se puede agrupar:

$$Q = KI^{1/2} \quad (8.3.9)$$

Modelación de las pérdidas. Rugosidad

En los modelos 1D, las pérdidas por resistencia al flujo se estiman con las fórmulas tradicionales de canales o tuberías, teniendo en cuenta por medio de coeficientes empíricos las geometrías particulares en cada caso (estrechamientos, ensanchamientos, meandros, cambios de rugosidad, variaciones de velocidad, etc.). En estos modelos las pérdidas se incluyen casi exclusivamente en un solo coeficiente, el coeficiente de rugosidad. El más usado suele ser el coeficiente n de Manning aunque existen otros de uso bastante común, especialmente el de Darcy-Weisbach, f , y el de Chezy, C .

El modelo HEC-RAS admite el uso de distintas rugosidades (n de Manning) en diferentes zonas de cada sección. Además se pueden introducir orillas, que son puntos de separación entre el cauce y las llanuras de inundación, con el fin de tener en cuenta las variaciones de velocidad en la sección. Cuando se emplea esta opción, las velocidades en cauce y llanuras son distintas, y se emplea la ecuación (8.3.7) con los coeficientes α .

Cuando hay diferentes rugosidades (plantas, gravas, árboles, arenas) en la misma sección, las ecuaciones (8.3.8) y (8.3.9) no pueden aplicarse tal y como se había descrito anteriormente, puesto que en esas expresiones n es única para la totalidad de la sección. En una sección concreta, se pueden dar los siguientes casos:

- No hay zonificación ($\alpha = 1$), y la rugosidad es constante en la totalidad de la sección: En este caso, son aplicables (8.3.8) y (8.3.9).
- Hay zonificación ($\alpha > 1$), y la rugosidad es constante en la totalidad de la sección: En este caso, para cada una de las zonas, aplicamos:

$$K_i = \frac{A_i}{n} R_{hi}^{2/3}$$

$$K = \sum K_i \tag{8.3.10}$$

$$I = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

- No hay zonificación ($\alpha = 1$), y hay mas de una rugosidad en la sección: En este caso, se puede aplicar (8.3.8), pero con una n de Manning ponderada según diversos criterios posibles, como por ejemplo:

$$n_{eq} = \frac{\sum n_i P_i}{P} \quad \text{(criterio de Yen)} \tag{8.3.11}$$

$$\text{ó } n_{eq} = \left(\frac{\sum n_i^{2/3} P_i}{P} \right)^{2/3} \quad \text{(criterio de Einstein)} \tag{8.3.12}$$

donde P_i es el perímetro mojado con la rugosidad n_i , y P es el perímetro mojado total.

- Hay zonificación ($\alpha > 1$) y hay más de una rugosidad en la sección: en este caso, HEC-RAS tiene el siguiente criterio de actuación: la zonificación se establece en tres partes: cauce y dos llanuras. En las llanuras de inundación aplica

$$K_i = \frac{A_i}{n_i} R_{h,i}^{2/3}; \text{ en la llanura } K_{llanura} = \sum K_i \text{ y en el cauce } K_{cauce} = \frac{A_i}{n_{eq}} R_h^{2/3} \quad (8.3.13)$$

Finalmente, para calcular la K de toda la sección, se suman las K de todas las zonas.

En el caso de aplicar una de las expresiones anteriores para calcular la rugosidad equivalente en la sección completa cuando hay zonificación ($\alpha > 1$), con rugosidad única en la sección, se da la paradoja de que el resultado obtenido es una n_{eq} diferente a la existente, ya que:

$$n_{eq} = n \frac{AR^{2/3}}{\sum A_i R_{h,i}^{2/3}} \Rightarrow n_{eq} \neq n \quad (8.3.14)$$

La diferencia entre la rugosidad de la sección y la n_{eq} calculada es mayor cuanto mayor es el número de zonas en que se separa la sección. Por tanto, para una mayor exactitud en el cálculo, no es aconsejable separar la sección en demasiadas zonas.

Tabla 8.3.1. Coeficientes de rugosidad estimados en los ensayos.

Canal	Forma en planta	Tipo de rugosidad	Coef. de rugosidad (n)	
			cauce /	llanuras
FCF	Recta	Fondo liso – cemento	0.01	0.01
FCF	Recta	Vegetación rígida – varillas	0.01	0.014 - 0.037
Besos	Sinuosa	Fondo rugoso – gravas	0.025	0.025
Besos	Sinuosa	Vegetación flexible- plantas de plástico	0.025	0.048 - 0.077

Los valores de los coeficientes de rugosidad utilizados (coeficiente de Manning en el 1D y 2D y altura de rugosidad, k_s en el 3D) se han obtenido a partir de las medidas de laboratorio obtenidas para varios niveles del cauce prismático (recto) sin desbordar, es decir sin el efecto de interacción entre el cauce y las llanuras ni el de las curvas debido a los meandros. Con las medidas de caudal y nivel se ha calibrado el coeficiente de rugosidad usando la fórmula de Manning.

En los casos estudiados los valores de rugosidad estimados se resumen en la Tabla (8.3.1). En los casos de la vegetación rígida y flexible, los valores varían con el calado, mientras que en los casos de fondo liso y rugoso pueden considerarse constantes a partir de un cierto calado. En cada caso particular se entrará más en detalle sobre los valores de rugosidad.

Condiciones de contorno

Las siguientes condiciones de contorno se aplican a los distintos casos:

- En la sección de aguas arriba, un caudal constante (tablas 8.2.1 y 8.2.2).
- En la sección de aguas abajo, un nivel de agua o calado (tablas 8.2.1 y 8.2.2).
- Las condiciones de contorno laterales engloban las paredes de los canales. Estas condiciones serán incluidas en el modelo 1D como una pared física o como una condición de contorno de velocidad principal cero.

d) La condición de contorno de fondo se corresponde con la rugosidad del canal.

8.3.2. Modelación de la geometría en planta recta, secciones 1D en el FCF.

En los modelos unidimensionales la geometría del canal se representa a partir de secciones transversales al flujo. Normalmente el criterio que se emplea para determinar el número de secciones es el de separarlas una distancia longitudinal equivalente a cada ancho de la sección. En los casos en los que existan puntos singulares o geometrías muy complejas, esta separación se puede aumentar.

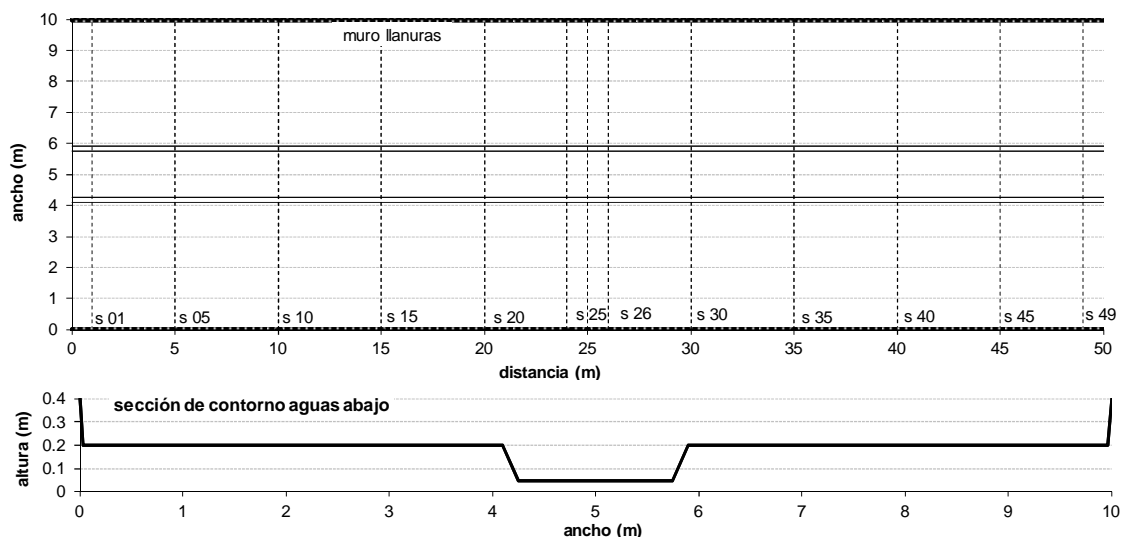


Figura 8.3.2 Representación en planta de las secciones usadas en el modelo 1D del FCF. Sección tipo del cauce y sus llanuras (cotas de la sección de contorno aguas abajo). Las escalas vertical y horizontal son diferentes.

En el caso del FCF se podrían separar las secciones hasta 10 m, la anchura del canal, pero con el fin de poder comparar con las secciones de los modelos 2D y 3D, la separación entre secciones se ha reducido a 1 m. Todas las secciones tienen la misma geometría y solo se diferencian en la cota absoluta del fondo. La Fig. 8.3.2 muestra la planta del canal y la sección tipo, que en este caso se corresponde con las cotas de la sección de contorno de aguas abajo.

8.3.3. Modelación de la geometría en planta meandriforme, secciones 1D en el modelo del río Besós.

En el modelo del río Besós, al ser un cauce en meandros, la geometría de las llanuras es muy diferente entre secciones, y por ello es importante incluir una sección en cada punto singular de la planta o en las zonas donde se produce un cambio de sección.

Sin embargo, solo hay datos geométricos de un número de secciones, las situadas en los meandros, las de la sección de cruce entre meandros, y las secciones intermedias entre las anteriores, por lo que estas secciones se usarán como referencia pero se interpolarán secciones donde fuera necesario. Con el fin de comparar mejor los resultados con los modelos 2D y 3D, las secciones usadas en éstos se aplicarán en el modelo unidimensional. Esto hace que se hayan usado más secciones de las necesarias, siendo la separación de 0,167 m de media. Al ser el cauce meandriforme y la geometría

de las llanuras variable entre secciones no se puede representar una sección tipo. La Fig. 8.3.3 muestra la distribución en planta de las secciones en las que hay datos geométricos y la sección de contorno de aguas abajo, con sus cotas absolutas usadas para el modelo.

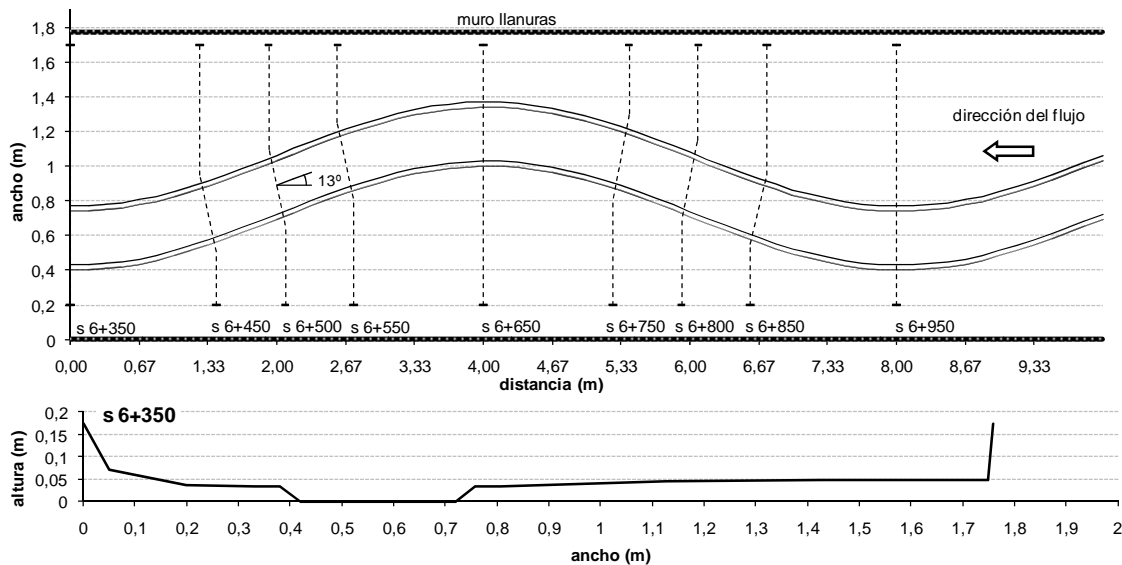


Figura 8.3.3 Representación en planta de las secciones usadas para el modelo 1D del río Besos. Sección tipo del cauce y sus llanuras (cotas de la sección de contorno aguas abajo). Las escalas vertical y horizontal son diferentes.

8.4. Modelación bidimensional (2D)

Los modelos bidimensionales de flujo más comunes en la actualidad (elementos finitos y volúmenes finitos) usan una metodología muy diferente a los 1D, el cauce se divide en elementos pequeños en comparación con las secciones de los 1D y permiten discretizar geometrías muy complejas con un alto grado de representación. Esto permite analizar los casos de cauces meandriiformes sin perder precisión y sin necesidad de coeficientes de forma. Aunque existen ya muchos modelos comerciales en 2D, uno de los más usados y conocidos es el TELEMAC2D, que ha sido contrastado en diversas publicaciones (Wilson et al, 2002, Rameshwaran y Shiono, 2003). Sin embargo, y debido a la sencillez en su uso y desarrollo más reciente, para esta tesis se ha usado el modelo en volúmenes finitos, SRH2D (*Sedimentation and River Hydraulics-Two Dimensional river flow modelling*), que ha sido desarrollado por el U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Technical Service Center Denver, Colorado. El autor del modelo es Yong G. Lai, Ph.D., ingeniero hidráulico del Bureau of Reclamation (Lai, 2010). El modelo puede obtenerse gratuitamente descargándolo de la página web del Bureau of Reclamation.

8.4.1. Modelo SRH-2D. Ecuaciones generales y descripción del modelo.

Ecuaciones generales

El modelo SRH-2D usa las ecuaciones de Saint-Venant del movimiento no permanente del agua en lámina libre en las dos dimensiones del plano horizontal, x e y , conocidas también como ecuaciones de aguas poco profundas. Los modelos

bidimensionales como el SRH-2D calculan el perfil de la superficie libre y las velocidades promediadas en calado (U_d , V_d) en el plano horizontal. Las ecuaciones que resuelven se obtienen a partir de la de continuidad y las de conservación de la cantidad de movimiento (Navier-Stokes), todas promediadas en calado. En la Fig. 8.4.1 se muestra la simplificación que supone usar las velocidades promediadas en calado.

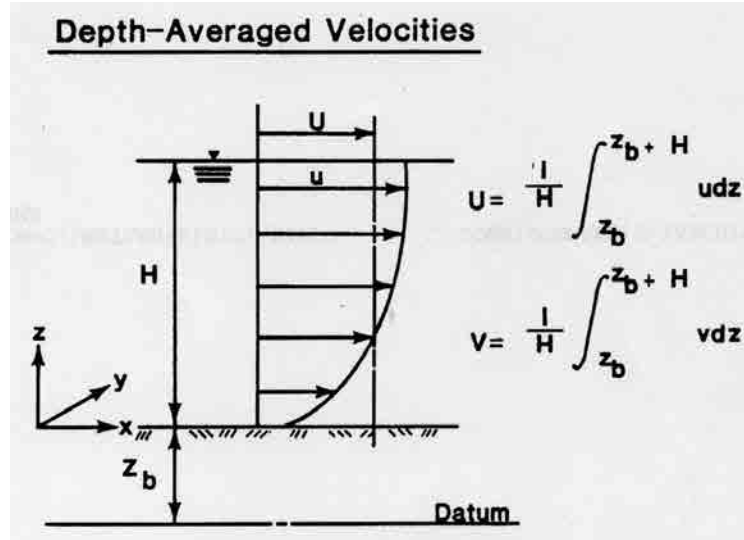


Figura 8.4.1 Perfil teórico de la distribución vertical de velocidades en un cauce y valor simplificado de la velocidad promediada en calado en un modelo 2D.

Las ecuaciones generales del modelo son:

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(HU_d)}{\partial x} + \frac{\partial(HV_d)}{\partial y} = 0 \quad (8.4.1)$$

Ecuación de momentos en x:

$$\begin{aligned} \frac{\partial(HU_d)}{\partial t} + \frac{\partial(HU_d^2)}{\partial x} + \frac{\partial(HU_dV_d)}{\partial y} = \\ = \frac{\partial(H\tau_{xx})}{\partial x} + \frac{\partial(H\tau_{xy})}{\partial y} - gH \frac{\partial H}{\partial x} - gH \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{xb}}{\rho} \end{aligned} \quad (8.4.2)$$

Ecuación de momentos en y:

$$\begin{aligned} \frac{\partial(HV_d)}{\partial t} + \frac{\partial(HU_dV_d)}{\partial x} + \frac{\partial(HV_d^2)}{\partial y} = \\ = \frac{\partial(H\tau_{xy})}{\partial x} + \frac{\partial(H\tau_{yy})}{\partial y} - gH \frac{\partial H}{\partial y} - gH \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{yb}}{\rho} \end{aligned} \quad (8.4.3)$$

Donde, t es el tiempo, x e y son las coordenadas longitudinal y transversal, H es el calado de agua, U_d y V_d son las velocidades en x e y promediadas en calado. En estos

modelos en 2D, las pérdidas no son sólo las producidas por la rugosidad en forma de las tensiones en el fondo (τ_b), sino que aparecen unos términos de tensiones laterales (τ_{xy}) y de flujos secundarios ($U_d V_d$), que suponen una fuente de pérdidas relativamente importante. Las tensiones de fondo se calculan con la fórmula de Manning o la de Darcy-Weisbach, en la dirección x :

$$\tau_x^b = \rho C_f U_d (U_d^2 + V_d^2)^{1/2} \left[1 + \left(\frac{\partial z_b}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial z_b}{\partial y} \right)^2 \right]^{1/2} ; C_f = \frac{gn^2}{\phi H^3} \quad (8.4.4)$$

En la dirección y :

$$\tau_y^b = \rho C_f V_d (U_d^2 + V_d^2)^{1/2} \left[1 + \left(\frac{\partial z_b}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial z_b}{\partial y} \right)^2 \right]^{1/2} ; C_f = \frac{gn^2}{\phi H^3} \quad (8.4.5)$$

Las tensiones laterales o internas se calculan con la hipótesis de Boussinesq (1877).

$$\begin{aligned} \tau_{xx} &= \rho(v + v_t) \left(\frac{\partial U_d}{\partial x} + \frac{\partial U_d}{\partial x} \right) - \frac{2}{3} k \\ \tau_{xy} &= \tau_{yx} = \rho(v + v_t) \left(\frac{\partial U_d}{\partial y} + \frac{\partial V_d}{\partial x} \right) \\ \tau_{yy} &= \rho(v + v_t) \left(\frac{\partial V_d}{\partial y} + \frac{\partial V_d}{\partial y} \right) - \frac{2}{3} k \end{aligned} \quad (8.4.6)$$

Para la viscosidad turbulenta, v_t , SRH-2D permite usar dos modelos de turbulencia diferentes (Rodi, 1993), el modelo parabólico, y el modelo de dos ecuaciones en k - ε . El modelo más común es el de la viscosidad proporcional a la velocidad de corte, $v_t = C_t U^* h$, o modelo parabólico, atribuido a Boussinesq. El valor de la constante C_t puede variarse entre 0.3 y 1.0, aunque el SRH2D propone por defecto el 0.7. En este modelo los términos con la energía cinética de turbulencia, k , desaparecen. Si el modelo usado es k - ε , entonces la viscosidad turbulenta se calcula como:

$$v_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (8.4.7)$$

Apareciendo dos nuevas incógnitas que son la energía cinética de turbulencia, k , y su tasa de disipación, ε . Para resolver estas dos incógnitas se añaden las ecuaciones de transporte desarrolladas por Launder y Spalding (1974):

$$\begin{aligned} \frac{\partial(Hk)}{\partial t} + \frac{\partial(HU_d k)}{\partial x} + \frac{\partial(HV_d k)}{\partial y} &= \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Hv_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Hv_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right) + P_h + P_{kb} - H\varepsilon \end{aligned} \quad (8.4.8)$$

$$\frac{\partial(H\varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(HU_d \varepsilon)}{\partial x} + \frac{\partial(HV_d \varepsilon)}{\partial y} = \quad (8.4.9)$$

$$= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{H v_t}{\sigma_k} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{H v_t}{\sigma_k} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right) + C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} P_h + P_{\varepsilon b} - C_{\varepsilon 2} H \varepsilon \frac{\varepsilon^2}{k}$$

En estas ecuaciones las variables y coeficientes usados se corresponden con:

$$P_h = H v_t \left[2 \left(\frac{\partial U_d}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial V_d}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial U_d}{\partial y} + \frac{\partial V_d}{\partial x} \right)^2 \right] \quad (8.4.10)$$

$$P_{kb} = C_f^{-1/2} U_*^3; P_{\varepsilon b} = \frac{C_{\varepsilon 1} C_{\varepsilon 2} C_{\mu}^{1/2} C_f^{-3/4} U_*^4}{H} \quad (8.4.11)$$

$$C_{\mu} = 0.09, C_{\varepsilon 1} = 1.44, C_{\varepsilon 2} = 1.92, \sigma_k = 1.0, \sigma_{\varepsilon k} = 1.3, C_{\varepsilon \Gamma} = 1.8-3.6 \quad (8.4.12)$$

El modelo de turbulencia en $k-\varepsilon$ se desarrolló para un flujo en tres dimensiones, sin embargo Rastogi y Rodi (1978) lo adaptaron a las ecuaciones promediadas en calado. Las constantes del modelo que se definen en la Ec. (8.4.12) son válidas para una gran variedad de flujos en lámina libre sin obstáculos (Rodi, 1980) y no necesitan ajuste experimental para los casos analizados en esta tesis.

Descripción del modelo

El modelo SRH-2D está desarrollado en el método de los volúmenes finitos, una herramienta consolidada en el campo de la hidráulica fluvial. El método emplea directamente las ecuaciones de conservación en su forma integral y permite llevar a cabo la discretización espacial en el espacio físico del problema. Estas características junto a la flexibilidad geométrica han contribuido a que el método de los volúmenes finitos sea uno de los más extendidos actualmente en dinámica de fluidos.

La validez científica del modelo SRH-2D está avalada por los trabajos de Lai (2010) y del U.S. Bureau of Reclamation. Para la integración temporal de las ecuaciones usa el esquema implícito de Euler, que requiere más tiempo de cálculo pero es estable y permite pasos de tiempo más grandes. El proceso de iteración emplea el método del gradiente conjugado con preconditionación ILU, este método iterativo es muy usado en hidráulica y reduce el número de iteraciones en matrices no simétricas del tipo L y/o U.

La malla usada en SRH2D puede ser estructurada o no estructura, con elementos rectangulares o triangulares. El modelo permite diferentes dimensiones de los elementos con el fin de adaptarse a la topografía y reducir elementos donde no sean necesarios.

Además de las condiciones de contorno, en el modelo es necesario definir unas condiciones iniciales de niveles y velocidades. La asignación de estas condiciones iniciales no condiciona el resultado final pero sí puede condicionar el tiempo de cálculo.

El modelo tiene un módulo de turbulencia que permite utilizar dos modelos, el modelo parabólico y el modelo en $k-\varepsilon$. Este último da mejores resultados en flujo

desbordado, Rodi (1993) y Wilson et al. (2002), y además no precisa del ajuste de parámetros, Rodi (1980).

Modelación de las pérdidas. Rugosidad

A diferencia del modelo HEC-RAS y de la mayoría de los modelos 1D, en los modelos 2D, las pérdidas por resistencia al flujo se dividen en dos términos. El primero es el término de pérdidas debida a la resistencia interna del fluido, incluido en las tensiones tangenciales, τ_{xy} , que dependen de la viscosidad turbulenta, v_t , y ésta a su vez de diferentes parámetros según el modelo empleado. El segundo término es el de las pérdidas por fricción con el contorno sólido (paredes y fondo), que están incluidas en las tensiones de fondo o de contorno τ_b , que dependen del parámetro de rugosidad representado por el coeficiente de Manning u otros (Darcy-Weisbach, Chezy, etc.). A diferencia de los modelos 1D que deben incluir en este coeficiente todas las pérdidas, internas y por fricción con el contorno, en los modelos 2D se debe valorar qué pérdidas deben ser representadas por este coeficiente. Hay diversos estudios que intentan cuantificar la diferencia de valor del coeficiente de Manning, n , entre un modelo 1D y uno 2D (Morvan et al, 2008, Vionnet et al, 2004, Rameshwaran y Shiono, 2003).

Sin embargo, en el uso común de estos modelos los coeficientes de rugosidad usados son los obtenidos de la literatura científica y de los modelos 1D. En esta tesis se aplicarán inicialmente los coeficientes obtenidos de las medidas experimentales de cada uno de los canales analizados. Los resultados obtenidos con estos valores serán comparados con las medidas de laboratorio para evaluar la validez de los coeficientes usados en el 1D para el 2D con el fin de comparar el error que se comete al emplear esos coeficientes.

Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno que se pueden asignar en el modelo SRH2D son similares a las de HEC-RAS, para flujo subcrítico, un caudal total en la sección de aguas arriba y un nivel de agua (o calado) en la sección de aguas abajo. Este tipo de condiciones son suficientes para las situaciones prácticas de la hidráulica fluvial aunque para el análisis más teórico debería ser posible tener varias opciones como, caudal unitario, velocidad y calado aguas arriba, condiciones por nodos, etc. Como el objetivo de este trabajo es proponer soluciones a la modelación práctica, y no un análisis teórico de validez de los modelos, es suficiente con las opciones disponibles en el SRH-2D. Sin embargo hay algunas cuestiones que habría que resolver, la más importante es cuál es el reparto del caudal en la sección de entrada y si ese reparto se mantiene al final de las iteraciones o se adapta según el cálculo.

Las siguientes condiciones de contorno se aplican a los distintos casos:

- a) En la sección de aguas arriba, un caudal constante (tablas 8.2.1 y 8.2.2).
- b) En la sección de aguas abajo, un nivel de agua o calado (tablas 8.2.1, 8.2.2).
- c) Las condiciones de contorno laterales engloban las paredes de los canales, construidas con cemento. Estas condiciones serán incluidas como una pared física o como una condición de contorno de velocidad lateral cero o de gradiente lateral de velocidad principal nulo.
- d) La condición de contorno de fondo se corresponde con la rugosidad del canal.

8.4.2. Modelación de la geometría en planta recta, malla 2D en el FCF.

La malla utilizada por SRH2D en el caso del FCF, es estructurada con elementos finitos rectangulares. El tamaño de los elementos en la dirección x es de 0,5 m y en la dirección y es variable. Esta variación hace posible adaptar la malla a las necesidades de la geometría, en función del gradiente de altura del fondo, con menor separación en las zonas con diferencias de cota (márgenes de cauce y llanura) y mayor separación en las zonas llanas (fondo del cauce y llanuras). En cada canal, el FCF y el Besós, se han analizado además dos mallas con diferentes densidades, con el fin de determinar si una mayor densidad de malla mejoraría los resultados.

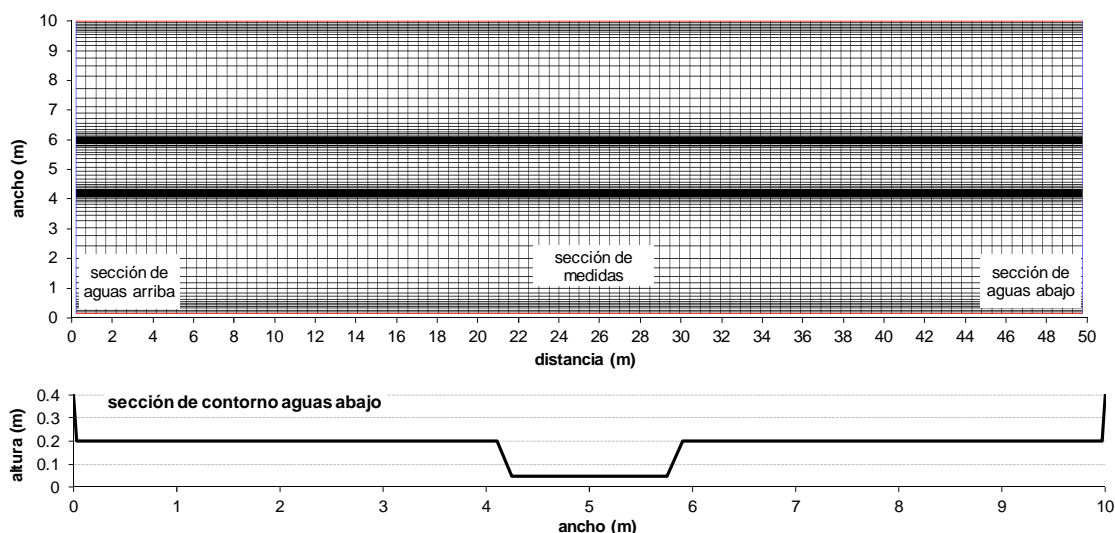


Figura 8.4.2 Representación en planta de la malla usada en el modelo 2D del FCF (serie As01). Sección tipo del cauce y sus llanuras (cotas de la sección de contorno aguas abajo). Las escalas vertical y horizontal son diferentes.

La malla bidimensional utilizada para las series A del FCF cubre toda la geometría (50,0 m de largo por 10,0 m de ancho en la serie A01 y 6,3 m en las series A02 y A07) como se muestra en la Fig. 8.4.2. La malla utilizada tiene 9.800 elementos y 9.999 nodos para 50 m. de largo en x y 10 de ancho en y . En la dirección x hay 100 elementos y en la y 98, que corresponden a 101 nodos en x por 99 nodos en y , 31 en el cauce y 34 en cada llanura (en la series A02 y A07 son sólo 24, quedando 79 elementos en la dirección y). El tamaño de los elementos en x es uniforme (0,5 m) mientras que el tamaño en y es variable, siendo mayor en los puntos medios del cauce y de cada llanura y reduciéndose a medida que se acercan a las paredes laterales de las llanuras y a las márgenes del cauce. Esta variación se hace en función del gradiente de altura del fondo: usando menor separación en las zonas con diferencias de cota (márgenes de cauce y llanura) y mayor separación en las zonas llanas (fondo del cauce y llanuras). Esto se hace con el fin de modelar la geometría con la precisión suficiente para representar adecuadamente las variaciones grandes de velocidad y de las características turbulentas en esas zonas donde hay más cambios en los valores de éstos parámetros. El tamaño máximo en el centro del cauce es de 0,144 m y en las llanuras de 0,426 m (en las series A02 y A07 es de 0,227 m), el tamaño menor en las márgenes del cauce y cerca de las paredes laterales de las llanuras es de 0,010 m.

Con el fin de comprobar si los resultados dependen del tamaño de los elementos de la malla y de si es necesario reducir el tamaño de éstos, se han ejecutado algunos casos duplicando el número de elementos en las direcciones x , y , z , por separado y luego todos juntos. Para los 6 casos se compararon los valores absolutos de los calados y de las velocidades en las dos direcciones. Las diferencias más grandes no superan el 1% del valor de los calados y el 3% del valor de la velocidad. Estas diferencias tan pequeñas confirman que la solución para la malla utilizada es independiente del tamaño de los elementos. Como ejemplo se puede decir el número de elementos en planta utilizado por otros autores para la misma geometría: Wilson et al (2002) usaron 4.500 elementos, Rameshwaran y Naden (2003) usaron 24.800 elementos y Conway et al (2013) usaron 14.464 elementos.

8.4.3. Modelación de la geometría en planta meandriforme, malla 2D en el modelo del rBesós.

En el modelo del río Besós, al ser un cauce en meandros, la geometría de las llanuras es muy diferente entre secciones, y por ello es importante incluir una sección en cada punto singular de la planta o en las zonas donde se produce un cambio de sección.

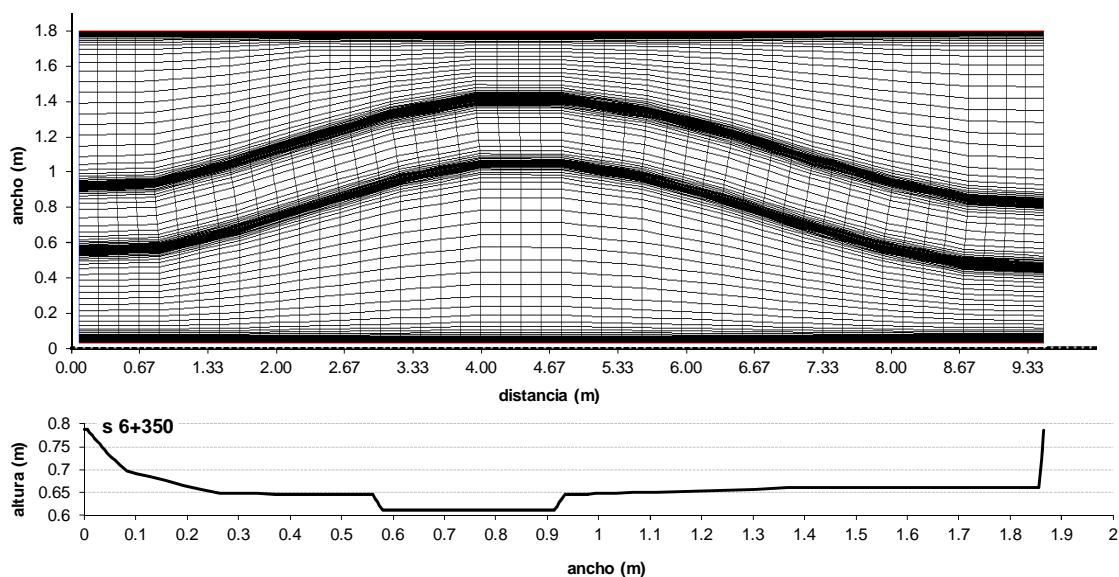


Figura 8.4.3 Representación en planta de la malla usada en el modelo 2D del río Besòs. Sección tipo del cauce y sus llanuras (cotas de la sección de contorno aguas abajo). Las escalas vertical y horizontal son diferentes.

La malla construida para el modelo bidimensional se obtiene a partir de la interpolación de las secciones usadas para la construcción del modelo reducido. Esto quiere decir que la definición de la malla no coincide exactamente con la del modelo físico, aunque debido a las pequeñas diferencias que hay entre las secciones, la aproximación se puede considerar aceptable. En el tramo estudiado hay datos geométricos de 9 secciones separadas entre sí 0,6667 m, siendo el ancho del canal de 1,80 m. Con el fin de poder definir completamente la sinuosidad del cauce se ha optado por una separación de malla en la dirección x de 0,1667 m. Al ser el cauce meandriforme y la geometría de las llanuras variable entre secciones no se puede representar una sección tipo. La Fig. 8.4.3 muestra la malla utilizada y la sección de aguas abajo, con sus cotas absolutas usadas para el modelo.

En la geometría del modelo del Besós la malla tiene 4.704 elementos (48 en x por 98 en y) y 4.851 nodos (49 en x por 99 en y) para 8 m. de largo en x y 2 de ancho en y . Igual que en el FCF y con el fin de comprobar si los resultados dependen del tamaño de la malla, se han corrido algunos casos duplicando el número de elementos en las tres direcciones del espacio. Las diferencias más grandes no superan el 3% del valor de la velocidad. Estas diferencias tan pequeñas confirman que la solución para el tamaño de malla seleccionado es independiente del tamaño de los elementos de ésta.

8.5. Modelación tridimensional (3D)

Los modelos hidrodinámicos en tres dimensiones (3D) no han alcanzado todavía un uso tan generalizado como los bidimensionales (2D) en la hidráulica de ríos, estando restringido su uso prácticamente al ámbito científico en universidades. Las razones son varias pero se pueden resumir en que el esfuerzo en tiempo de cálculo y en aprendizaje que requieren, no compensa la mejoría que se puede alcanzar en los resultados. Además de que hay que añadir que los modelos comerciales desarrollados no han sido pensados para hidráulica fluvial y tienen ciertas carencias que los hacen más difíciles de aplicar. El modelo usado en esta tesis es un modelo creado específicamente en el ámbito de la investigación (Universidad Noruega de Ciencia y Tecnología) y creado para hidráulica de cauces abiertos, el modelo SSIIM3D desarrollado por Olsen (1999). El modelo usa los volúmenes finitos y ha sido ampliamente contrastado en hidráulica fluvial (Olsen and Stokseth, 1995, Wilson et al, 2003), y puede obtenerse gratuitamente de la página web del profesor Nills Olsen en la Universidad Noruega de Ciencia y Tecnología).

8.5.1. Modelo SSIIM3D. Ecuaciones generales y descripción del modelo.

Ecuaciones generales

El modelo SSIIM3D resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes en tres dimensiones para el flujo turbulento en régimen permanente. En coordenadas cartesianas, x , y , z , las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento son las siguientes:

Ecuaciones de continuidad:

$$\frac{\partial(U_i)}{\partial x_i} = 0 \tag{8.5.1}$$

Ecuaciones de momentos:

$$U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} (-P \delta_{ij} - \overline{\rho u_i u_j}) \tag{8.5.2}$$

donde, i y j son los subíndices del tensor que indican las 3 direcciones x , y , z , U_i es la componente de la velocidad en la dirección x_i , P es el campo de presiones y $\overline{\rho u_i u_j}$ son las tensiones turbulentas de Reynolds, que se definen como:

$$\frac{\tau_{ij}}{\rho} = \nu \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \overline{u_i u_j} \quad (8.5.3)$$

donde ν es la viscosidad cinemática y u_i y u_j son las componentes variables de la velocidad instantánea. El primer término de la Ec. (8.5.3) es el término de convección, el segundo término es el de presiones y el último el término de las tensiones de Reynolds, el cual requiere un modelo de turbulencia. El modelo turbulento en k - ε es el usado en SSIIM3D para el cierre de las ecuaciones. Este modelo define las tensiones turbulentas como:

$$\overline{u_i u_j} = \nu_t \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (8.5.4)$$

Donde el primer término es el término difusivo de las ecuaciones de Navier-Stokes, el segundo término se puede considerar despreciable y el tercer término se incluye en las presiones. La viscosidad turbulenta o de remolino se calcula según la expresión de Kolmogorov-Prandtl como:

$$\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (8.5.5)$$

La energía cinética de turbulencia (k) y su tasa de disipación (ε) se determinan a partir de las ecuaciones de transporte:

$$U_i \frac{\partial k}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_i} \right) + P_k - \varepsilon \quad (8.5.6)$$

$$U_i \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} \right) + \frac{\varepsilon}{k} (C_{\varepsilon 1} P_k - C_{\varepsilon 2} \varepsilon) \quad (8.5.7)$$

donde las variables y coeficientes usados se definen como:

$$P_k = \nu_t \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \quad (8.5.8)$$

$$C_\mu = 0.09, C_{\varepsilon 1} = 1.44, C_{\varepsilon 2} = 1.92, \sigma_k = 1.0, \sigma_{\varepsilon k} = 1.3, C_{\varepsilon \Gamma} = 1.8-3.6 \quad (8.5.9)$$

Al igual que en el modelo bidimensional SRH2D, las constantes del modelo de turbulencia en k - ε que se definen en la Ec. (8.5.9) no necesitan ajuste experimental para los casos analizados en esta tesis.

Descripción del modelo

Para la resolución de estas ecuaciones en SSIIM3D se emplea el método de los volúmenes finitos combinado con un esquema numérico de segundo orden hacia adelante (*second-order upwind scheme*, Shyy, 1985) para la discretización del término

de convección; el método semi-implícito para ecuaciones acopladas en la presión, SIMPLE (Patankar and Spalding, 1972), es usado para el desacoplamiento del término de presión. Aunque SSIIM también dispone del esquema de ley exponencial (*power-law scheme*, Patankar, 1980), en este trabajo se ha utilizado el de segundo orden porque reduce ligeramente la difusión numérica y da mejores resultados en la modelación de la componente transversal de la velocidad (Wilson et al, 2003).

El modelo usa elementos de malla (celdas) rectangulares, que son comunes en volúmenes finitos. Las mallas generadas para cada caso son más densas en las zonas con diferencias grandes de cota (márgenes del cauce y cerca de las paredes), y menos densas en las zonas más llanas (llanuras y fondo del cauce), como se puede ver en la Fig. 8.5.1. La malla empleada ha sido comparada con otras mallas, una con más elementos y otra con menos, para confirmar que los resultados no están influenciados por el tamaño de la malla utilizado.

Todos los casos han sido ejecutados en condiciones de régimen permanente, con un caudal de entrada en la sección de aguas arriba y un nivel de agua en la sección de contorno de aguas abajo. La superficie de agua al inicio de cada simulación se calcula a partir del nivel de agua del contorno en la sección de aguas abajo y con un cálculo hacia aguas arriba como en un modelo 1D, usando la fórmula de Manning-Strickler entre cada elemento. Por lo tanto en el instante inicial los perfiles de nivel de agua obtenidos serían similares a los obtenidos con HEC-RAS. A partir de ese momento la superficie del agua se actualiza a partir de la presión y del algoritmo de Bernoulli, que está basado en el campo de presiones y que aplica la ecuación de Bernoulli a la superficie del agua a partir del punto fijo de la condición de contorno de aguas abajo.

Condiciones de contorno y condiciones iniciales

En cada caso ejecutado en SSIIM3D, el cálculo comienza a partir de unas condiciones iniciales de nivel de agua y velocidades. En SSIIM3D éstas condiciones se establecen automáticamente y son: el nivel, calculado a partir de la condición de contorno de aguas abajo aplicando la ecuación de Manning y tratando toda la malla como un modelo 1D en la primera iteración, y las velocidades nulas. Con el fin de acelerar el cálculo se han modificado estas velocidades iniciales por un valor igual en toda la malla de 1,00 m/s.

Las condiciones de contorno que se aplican a los distintos casos son las siguientes:

- a) En la sección de aguas arriba, un caudal constante, Q (tablas 8.2.1 y 8.2.2).
- b) En la sección de aguas abajo, un nivel de agua o calado, h (tablas 8.2.1 y 8.2.2).
- c) Las condiciones de contorno laterales engloban las paredes del canal, construidas con cemento. Estas condiciones serán incluidas como una pared física en el caso del modelo del Besós, con su correspondiente rugosidad, o como una condición de contorno de velocidad lateral cero ($v = 0$) y de gradiente lateral de velocidad principal (u) nulo para el FCF.
- d) La condición de contorno de fondo se corresponde con la rugosidad del canal, k_s .

8.5.2. Modelación de la geometría en planta recta, malla 3D en el FCF.

La malla tridimensional utilizada para las series A del FCF cubre toda la geometría del canal al igual que la malla bidimensional. En planta la malla coincide con la del modelo bidimensional, pero en la dimensión vertical, z , incluye un mallado de 5 elementos (6 nodos) que cubren todo el calado en el cauce y las llanuras. El tamaño de los elementos en la dirección z es variable, y depende del calado, siendo más grande en el cauce que en las llanuras.

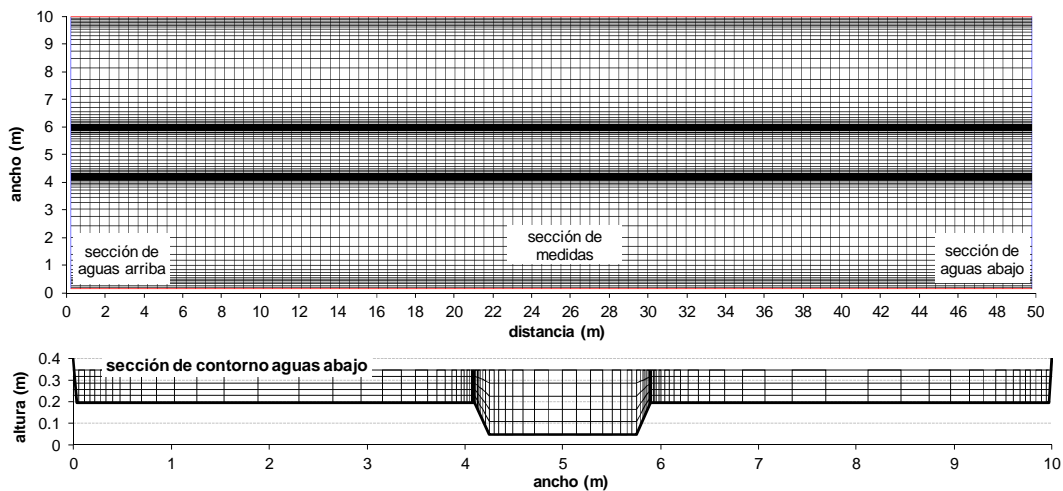


Figura 8.5.1 Representación en planta de la malla usada en el modelo SSIM3D del FCF (serie FCFA01). Sección tipo del cauce y sus llanuras (cotas de la sección de contorno aguas abajo) y malla vertical del modelo 3D. Las escalas vertical y horizontal son diferentes.

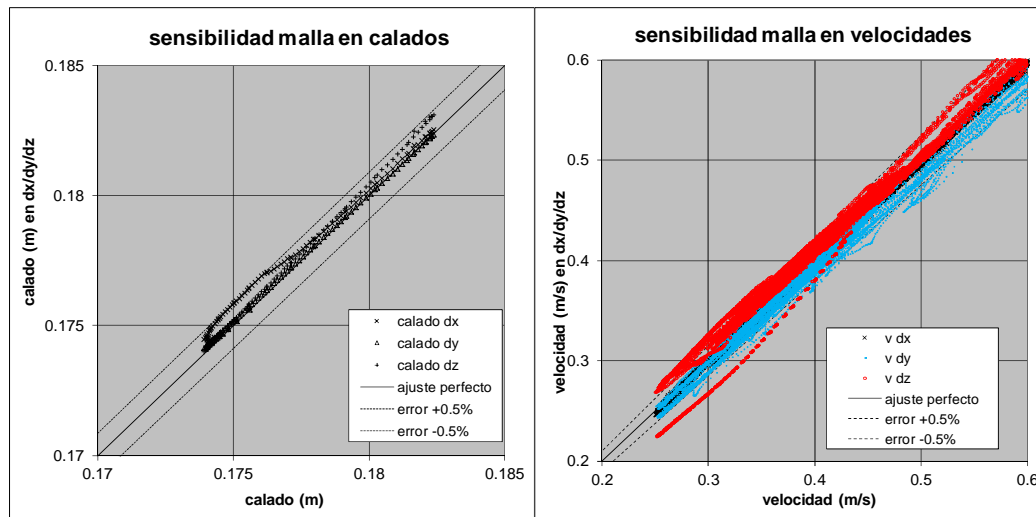


Figura 8.5.2 Valores del calado y de las velocidades para la malla utilizada y otras con el doble de elementos en x , y , z . Gráfico de ajuste perfecto con el error del 0.5%.

Con el fin de comprobar si los resultados dependen del tamaño de la malla y de si es necesario reducir el paso de la malla elegida, se han corrido algunos casos duplicando el número de elementos en las dirección x , y , z , por separado y luego todos juntos. Para los 6 casos se compararon los valores absolutos de los calados y las velocidades en las tres direcciones. Las diferencias más grandes no superan el 1% en el caso de los calados y superan por poco el 5% del valor de la velocidad, ver Fig. 8.5.2. Estas diferencias tan

pequeñas confirman que la solución para el tamaño de malla seleccionado es independiente del tamaño de ésta.

8.5.3. Modelación de la geometría en planta meandriforme, malla 3D en el modelo del río °Besós.

La malla del estudio tridimensional 3D del modelo del río Besós coincide también con la malla bidimensional en planta, y como en el FCF se incluye una malla en z con 11 nodos en vertical (10 elementos). Al ser el cauce meandriforme y la geometría de las llanuras variable entre secciones no se puede representar una sección tipo. La fig. 8.5.2 muestra la distribución en planta de las secciones y la sección de aguas abajo, con sus cotas absolutas usadas para el modelo.

Igual que en el FCF y con el fin de comprobar si los resultados dependen del tamaño de la malla, se han corrido algunos casos duplicando el número de elementos en las tres direcciones del espacio. Las diferencias más grandes no superan el 1% del valor de la velocidad. Estas diferencias tan pequeñas confirman que la solución para el tamaño de malla seleccionado es independiente del tamaño de ésta.

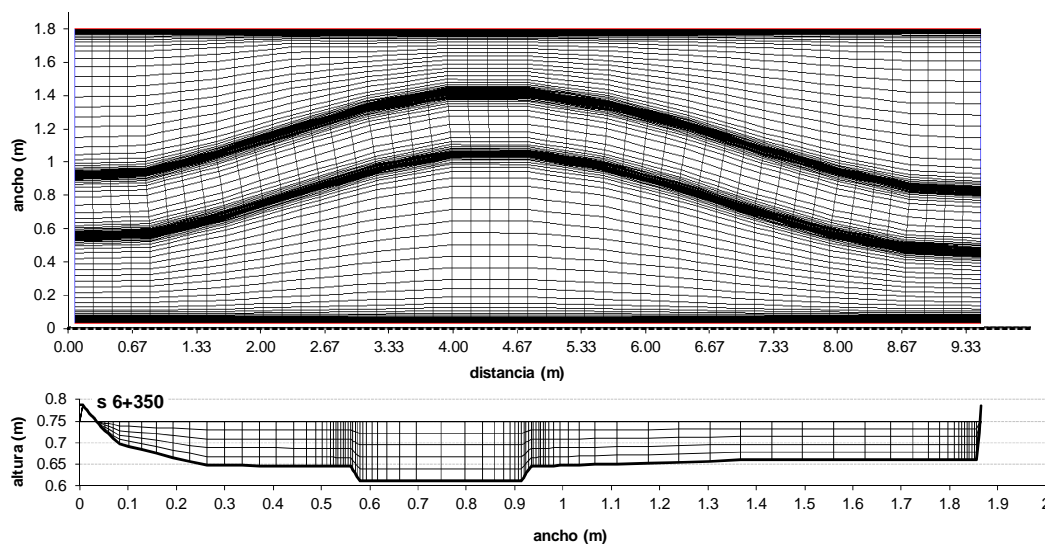


Figura 8.5.3 Representación en planta de la malla usada en el modelo SSIM3D del río Besós. Sección tipo del cauce y sus llanuras (cotas de la sección de contorno aguas abajo). Las escalas vertical y horizontal son diferentes.

8.6. Resultados de los modelos

Con el fin de analizar los resultados obtenidos con los diferentes modelos y las configuraciones estudiadas (cauce recto y llanuras sin vegetación y con vegetación, y cauce sinuoso y llanuras sin vegetación y con vegetación), se plantea primero qué resultados analizar. Desde el punto de vista ingenieril los resultados deben ceñirse a obtener niveles de agua, velocidades y en algunos casos tensiones. Sin embargo, los modelos no son capaces de establecer valores de las tensiones sin obtener las velocidades y aplicar cualquiera de las fórmulas existentes en la literatura. Por esta razón basta con obtener las velocidades, ya que las tensiones se podrán calcular a partir

de éstas según la necesidad del estudio. El objetivo de esta tesis no es analizar las tensiones en un cauce concreto, ni su influencia en la estabilidad, por lo que es suficiente con conocer la precisión del modelo en velocidades y niveles

En el caso de los modelos 2D y 3D se pueden obtener además variables turbulentas, pero estas variables presentan pocos problemas desde el punto de vista ingenieril, aunque sí más desde el medioambiental. Por esta razón no se analizarán las variables turbulentas obtenidas con los modelos. En definitiva, los resultados y comparaciones analizadas entre los datos de los diferentes experimentos y las predicciones de los modelos son las siguientes:

- Curvas caudal-calado y perfil longitudinal de la lámina de agua, usando los niveles obtenidos en el centro del cauce.
- Distribución lateral de velocidades promediadas en calado y la distribución y dirección en planta de estas mismas velocidades, usando únicamente los valores obtenidos de las velocidades.

Aunque el valor puntual de las velocidades es importante desde la perspectiva de un ingeniero, hay que tener en cuenta que es un valor que solo se puede obtener en el modelo 3D y que es difícil de usar en el diseño o estudio de obras en cauces. El objetivo principal de este capítulo es conocer cualitativamente qué nivel de precisión se puede esperar de cada modelo numérico, según su grado dimensional, y cuáles son las principales virtudes y deficiencias de los modelos en hidráulica de inundaciones en ríos.

8.6.1. Cauce de planta recta con flujo confinado

Los resultados obtenidos para el canal del FCF, en caudales confinados menores que el de desbordamiento, se describen a continuación:

Resultados del modelo HEC-RAS

En primer lugar hay que recordar que la rugosidad estimada para el FCF por Ackers (1992, 1993a) y por Myers y Brennan (1990) es la obtenida aplicando la fórmula de Manning a varios caudales confinados en el cauce principal. Por esta razón es fácil predecir que los resultados obtenidos con HEC-RAS deben ser un ajuste casi perfecto con los datos experimentales. En la Tabla 8.6.1 se resumen las principales características de los caudales analizados y los resultados obtenidos con HEC-RAS.

Tabla 8.6.1. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales confinados en el cauce. Modelo HEC-RASID.

<i>Serie</i>	<i>Caudal (m³/s)</i>	<i>Calado dato (m)</i>	<i>Pendiente fondo</i>	<i>Pendiente cálculo</i>	<i>Calado régimen uniforme (m)</i>	<i>Coef. de rugosidad (n_s/n_r)</i>
FCFsA01ib01	0.1036	0.1009	0.001027	0.001027	0.1009	0.01 / 0.01
FCFsA01ib02	0.1841	0.1412	“	“	0.1412	“
FCFsA01ib03	0.2023	0.1488	“	“	0.1488	“

Los niveles de agua obtenidos con HEC-RAS se muestran en forma de los perfiles longitudinales para dos caudales en la Fig. 8.6.1, observándose que no hay apenas diferencias entre el perfil obtenido en laboratorio y el estimado por el modelo 1D.

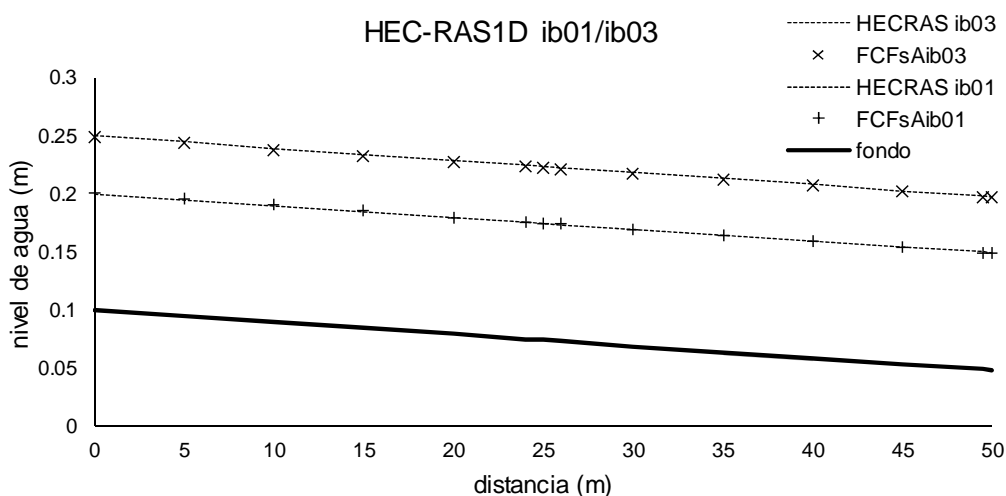


Figura 8.6.1 Perfiles longitudinales obtenidos con HEC-RAS para los caudales ib01, ib03 y comparación con los valores medidos en laboratorio.

En cuanto a las velocidades, el modelo 1D da únicamente la velocidad media en la sección completa o en cada zona en caso de separarse en varias zonas. En estos casos la velocidad media calculada es prácticamente igual a las medidas debido a que el área y el caudal son los mismos. Sin embargo muchos modelos 1D establecen una distribución lateral de velocidades basada en el calado en cada punto. En la Fig. 8.6.2 se pueden observar los valores calculados para los caudales FCFAs01ib01 y FCFAs01ib03 con HEC-RAS y los valores de la velocidad promediada en calado obtenidos a partir de los datos del FCF. En los casos con flujo confinado en el cauce y rugosidad uniforme el modelo HEC-RAS da una aproximación bastante buena.

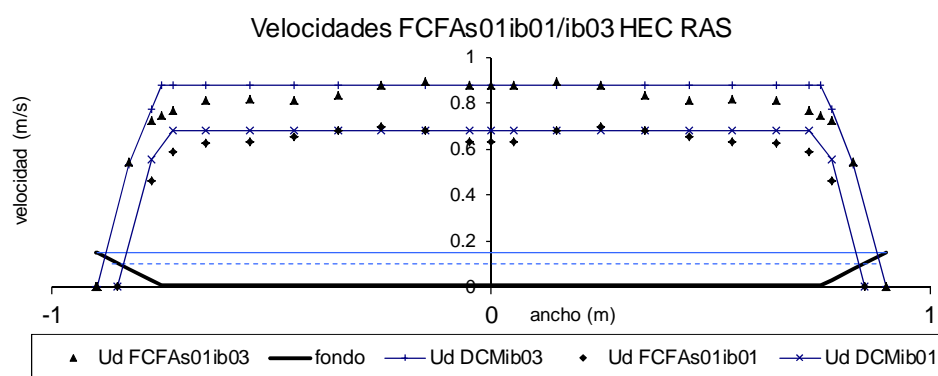


Figura 8.6.2 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado, U_d . Comparación entre el valor obtenido de los datos del FCF y el obtenido a partir de los valores de caudal y velocidad con HEC-RAS. Valores de los casos FCFAs01ib01 y FCFAs01ib03.

Resultados del modelo SRH2D

El modelo bidimensional incluye como fuente de pérdidas, aparte de la rugosidad del fondo, las pérdidas debidas a las tensiones turbulentas generadas por la variación de

velocidad en el ancho de la sección. Por tanto, sería de esperar que los niveles de agua obtenidos sean mayores que los medidos y que los obtenidos con HEC-RAS, y que las velocidades calculadas por tanto sean menores. Sin embargo, no hay que olvidar dos factores que también pueden influir en el cálculo. El primero es que para garantizar la estabilidad de la solución los modelos multidimensionales incluyen una difusión numérica que se añade a la viscosidad turbulenta y que aumenta las pérdidas. El segundo factor es que el mallado de los modelos 2D y 3D discretiza la sección en muchos más elementos que HEC-RAS (3 separaciones a lo sumo). El efecto de esta discretización es una reducción de las pérdidas, obteniéndose caudales mayores para el mismo nivel cuanto más se discretiza (Garbrecht and Brown, 1991). Es decir que el efecto de la discretización es contrario al debido a la difusión física y a la numérica.

Como se explicó en el apartado anterior la rugosidad estimada experimentalmente en el FCF, que ya se utilizó en el modelo 1D, es la que se ha empleado también en el modelo SRH2D.

En primer lugar se va a ejecutar SRH2D con las condiciones de los ensayos, a continuación, y con el fin de poder obtener resultados de aplicación práctica, se van a tantear niveles de agua en la condición de contorno de aguas abajo hasta obtener aquel que garantiza un régimen uniforme (pendiente de agua igual a pendiente de fondo) en toda la geometría. En la Tabla 8.6.2 se resumen las características de los ensayos, los valores de las condiciones de contorno en el FCF (caudal, calado y pendiente de fondo), y los valores calculados con el modelo numérico de pendiente de agua con las condiciones de los ensayos, y de calado tanteado como condición de contorno aguas abajo para garantizar el régimen uniforme (con un error menor del $\pm 1\%$).

Tabla 8.6.2. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales confinados en el cauce. Modelo SRH2D

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente fondo	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad (n_c/n_f)
FCFsA01ib01	0.1036	0.1009	0.001027	0.00098	0.0986	0.01 / 0.01
FCFsA01ib03	0.2023	0.1488	“	0.00097	0.1453	“

También se han calculado los valores del coeficiente de rugosidad que habría que utilizar para manteniendo las condiciones de los ensayos obtener los mismos niveles de agua. El valor obtenido para los dos caudales confinados en el cauce es de 0.0105 (ver Tabla 8.6.3), frente al valor estimado en el laboratorio de 0.0100, lo cual demuestra que SRH2D da niveles menores que HEC-RAS y menores por tanto que los reales.

Tabla 8.6.3. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning calibrado para garantizar el régimen uniforme. Caudales confinados en el cauce. Modelo SRH2D

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente fondo	Pendiente cálculo	Coef. de rugosidad (n_c/n_f)	Coef. calibrado (n_c/n_f)
FCFsA01ib01	0.1036	0.1009	0.001027	0.00098	0.01 / 0.01	0.0105 / 0.0105
FCFsA01ib03	0.2023	0.1488	“	0.00097	“	0.0105 / 0.0105

En la Fig. 8.6.3 se muestran los perfiles longitudinales de los dos caudales estudiados, pudiéndose observar que hay diferencias entre el perfil obtenido en

laboratorio y el estimado por el modelo 2D. Además, sorprendentemente el nivel de agua obtenido para régimen uniforme es menor que el medido en laboratorio, lo cual puede indicar dos cosas: o que el efecto de incluir las pérdidas por la viscosidad turbulenta hace ganar energía, algo que es físicamente imposible, o que el cálculo con el 2D incluye un efecto que compensa y supera a las pérdidas debidas a la turbulencia numérica y a la interna del fluido. Era de esperar que éstas pérdidas fueran pequeñas y que los calados fueran un poco mayores que los del 1D, por lo que el efecto de discretizar la sección en 99 elementos parece ser suficientemente significativo, pues supone casi una disminución del 3% del calado medido en los experimentos.

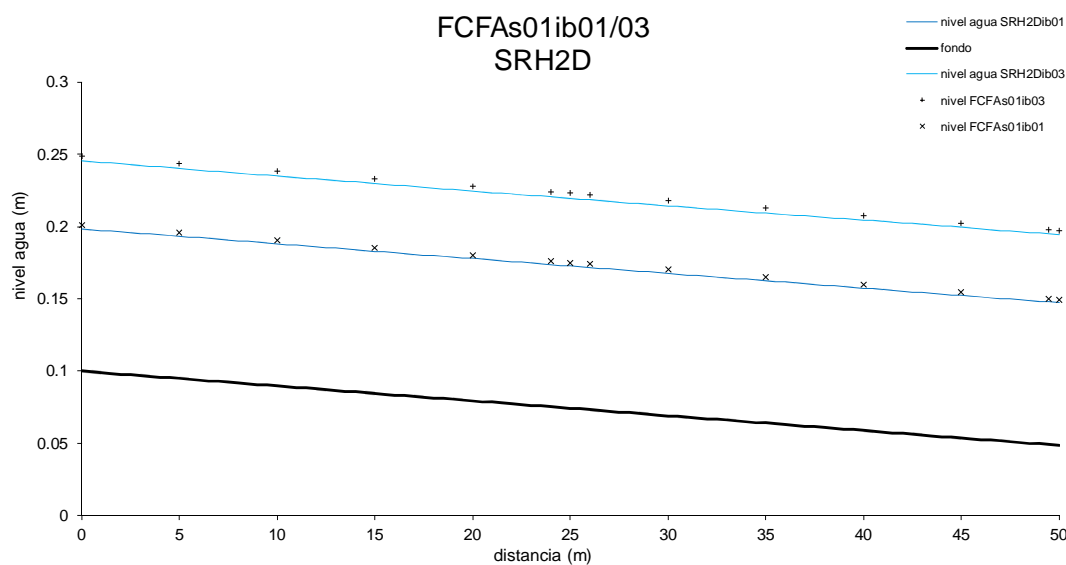


Figura 8.6.3 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH2D en régimen uniforme y comparación con los valores medidos en laboratorio para dos caudales confinados en el cauce, FCFAs01ib01/ib03.

En cuanto a las velocidades, el modelo SRH2D, a diferencia del HEC-RAS, da la distribución lateral de las velocidades promediadas en calado. En la Fig. 8.6.4 se pueden observar los valores calculados para los caudales FCFsA01ib01 y FCFsA01ib02 con el SRH2D y los valores de la velocidad promediada en calado obtenidos a partir de los datos del FCF. En los casos con flujo confinado en el cauce y rugosidad uniforme el modelo SRH2D da una aproximación buena, a pesar de las diferencias en el calado.

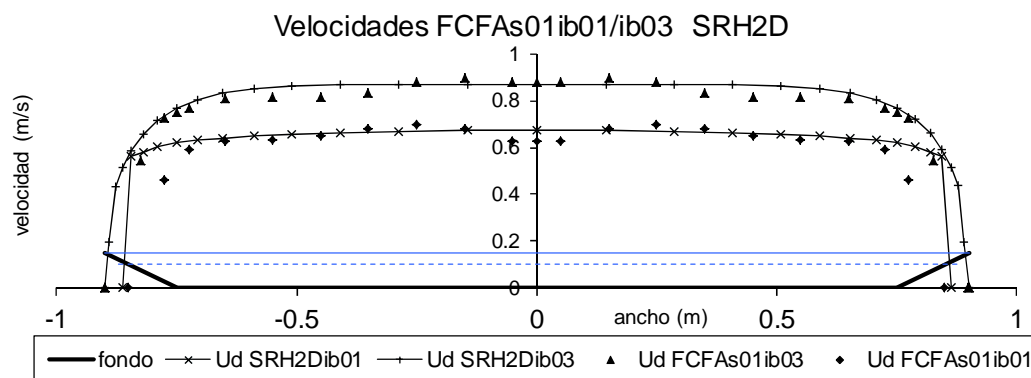


Figura 8.6.4 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado, U_d . Comparación entre los datos del FCF y el valor obtenido con SRH2D. Valores obtenidos para los dos caudales confinados en el cauce FCFAs01ib01 y FCFAs01ib03 en la sección intermedia.

Sin embargo, y a pesar de los buenos resultados del SRH2D en la distribución de velocidades en la sección media de la malla, la distribución de la velocidad en toda la malla no es uniforme. La Fig. 8.6.5 muestra las velocidades promediadas en calado para el caudal FCFAs01ib02 en dos secciones, la de aguas arriba y la intermedia, quedando patente que la distribución varía a lo largo del cauce.

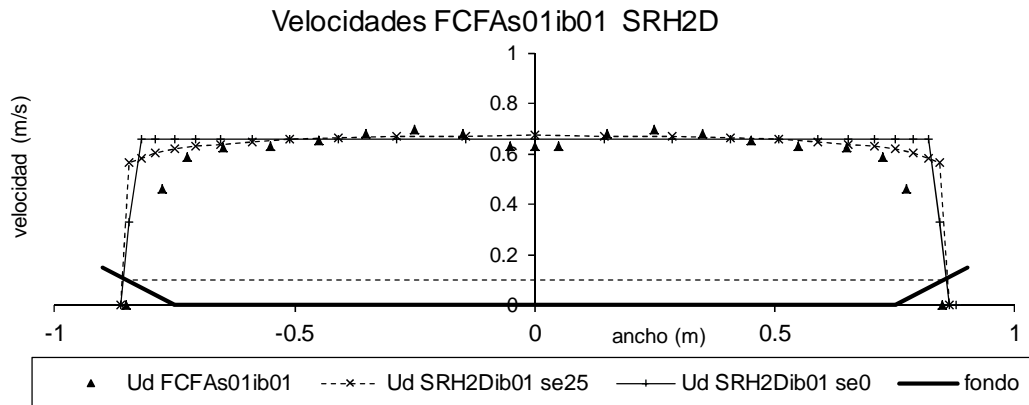


Figura 8.6.5 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado, U_d . Comparación entre los datos del FCF, y el valor calculado con SRH2D para el caudal confinado en el cauce FCFAs01ib01 en las secciones de aguas arriba (se0) y la intermedia (se25).

Resultados del modelo SSIIM3D

Como ya se ha explicado, el modelo SSIIM3D utiliza el modelo de turbulencia en $k-\epsilon$, incluyendo por tanto las pérdidas debidas a las tensiones turbulentas que se generan por la variación de velocidad en cualquier dirección. Entre estas pérdidas se incluyen las originadas por la variación de la ley logarítmica de velocidades en la vertical, que no se tienen en cuenta en los modelos 2D ni por supuesto en los 1D. Por tanto, es de esperar que los niveles de agua obtenidos sean mayores que los medidos y que los obtenidos con HEC-RAS y con SRH2D, y que las velocidades obtenidas por lo tanto sean menores. Además y como se explicó anteriormente, el esquema numérico del modelo influirá en los resultados aumentando las pérdidas si la difusión numérica que se añade es muy alta. Por otro lado, y al igual que ocurre en el modelo 2D, está el efecto de la discretización ya que es la misma malla de 99 elementos en la dirección y.

La rugosidad utilizada inicialmente para el modelo SSIIM3D es la estimada para el FCF por Ackers (1992, 1993a) y por Myers y Brennan (1990), y que se obtuvo aplicando la fórmula de Manning a varios caudales confinados en el cauce principal. En SSIIM3D se utiliza la altura de rugosidad k_s , que para $n = 0.01$ es $k_s = 0.003$ m.

Al igual que con SRH2D, lo primero es ejecutar SSIIM3D con las condiciones de los ensayos, para a continuación tantear niveles de agua en la condición de contorno de aguas abajo hasta obtener el que garantiza un régimen uniforme (pendiente de agua igual a pendiente de fondo) en toda la geometría. En la Tabla 8.6.4 se muestran los valores de las condiciones de contorno en el FCF (caudal, calado y pendiente de fondo), el valor de la pendiente de agua obtenida en el modelo numérico con esas condiciones, y el valor del calado usado como condición de contorno aguas abajo para garantizar que la pendiente de la línea de agua es igual a la del fondo (con un error menor del $\pm 1\%$).

Tabla 8.6.4. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales confinados en el cauce. Modelo SSIIM3D

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente fondo	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad (n_c/n_f)
FCFsA01ib01	0.1036	0.1009	0.001027	0.001039	0.1019	0.01 / 0.01
FCFsA01ib02	0.1841	0.1412	“	0.001042	0.1405	“

También se han obtenido los valores del coeficiente de rugosidad que habría que utilizar para, manteniendo las condiciones de los ensayos, obtener los niveles de agua de las medidas. El valor obtenido para los dos caudales confinados en el cauce es de 0.0092 (ver Tabla 8.6.5), frente al valor estimado en el laboratorio de 0.0100, lo cual demuestra que el modelo SSIIM3D sobreestima los caudales, es decir da niveles mayores que los modelos 1D y 2D e incluso mayores que los reales. Por esta razón el caudal FCFsA01ib03 no se ha estudiado y se ha elegido un caudal menor que en el modelo no diera niveles de agua por encima de las llanuras, desbordando el cauce.

Tabla 8.6.5. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning calibrado para garantizar el régimen uniforme. Caudales confinados en el cauce. Modelo SSIIM3D

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente fondo	Pendiente cálculo	Coef. de rugosidad (n_c/n_f)	Coef. calibrado (n_c/n_f)
FCFsA01ib01	0.1036	0.1009	0.001027	0.001039	0.01 / 0.01	0.0092 / 0.0092
FCFsA01ib02	0.1841	0.1412	“	0.001042	“	0.0092 / 0.0092

En la Fig. 8.6.6 se muestran los perfiles longitudinales de los dos caudales estudiados, con las condiciones de los ensayos y la rugosidad del 1D, pudiéndose observar que hay diferencias entre el perfil obtenido en laboratorio y el estimado por el modelo 3D. Sin embargo, y a diferencia del modelo 2D los niveles calculados son mayores que los medidos en ambos casos. Este resultado muestra por lo tanto que las pérdidas calculadas con el 3D son mayores que con los otros dos modelos, 1D y 2D. Podría esperarse un resultado más cercano al SRH2D, dado que el modelo de turbulencia en $k-\varepsilon$ es el mismo, pero como se ha explicado anteriormente hay varios factores que pueden haber influido en el resultado, el primero es que las pérdidas debidas a la variación de la ley logarítmica se deben sumar a las del 2D, el segundo es la difusión numérica del modelo, y el tercero, como se verá más adelante, es la distribución de velocidades en la sección de contorno de aguas arriba, que explicaría la diferencia de niveles tan importante que se observa en los primeros 10 m del perfil. Si tenemos en cuenta que en un cauce prismático la ley logarítmica se cumple prácticamente en toda la sección, como se puede deducir del excelente resultado del 1D, podríamos concluir que la diferencia entre el modelo 2D y 3D se debe sobre todo a la difusión numérica en ambos modelos y a la influencia de la condición de contorno en la entrada. En el SRH2D la difusión es muy pequeña y no compensa el efecto de discretizar la sección en 99 elementos, mientras que en SSIIM3D no se puede afirmar lo mismo.

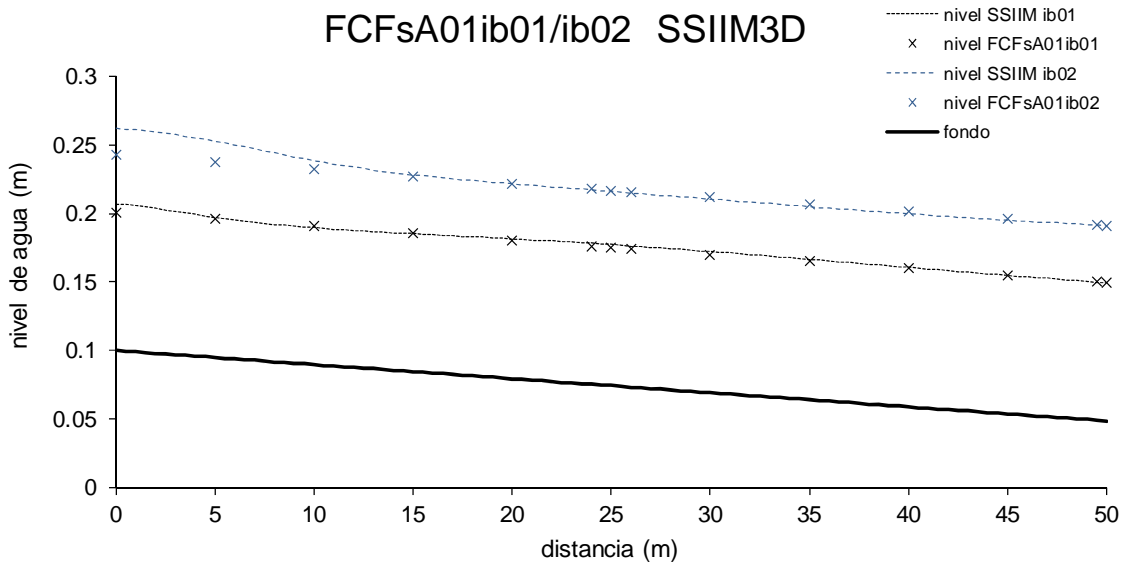


Figura 8.6.6 Perfiles longitudinales obtenidos con SSIIM3D con las condiciones de los ensayos y comparación con los valores medidos en laboratorio para los dos caudales confinados en el cauce, FCFsA01ib01/ib02.

Como la pendiente media de agua obtenida con SSIIM3D es mayor que la medida, se tantean calados mayores para obtener los calados de régimen uniforme, ver Tabla 8.6.4. Para estos calados las velocidades en la sección intermedia ($x = 25$ m) se muestran en la Fig. 8.6.7, donde se pueden observar los valores de la velocidad promediada en calado calculados con SSIIM3D para los caudales FCFsA01ib01 y FCFsA01ib02, y los valores obtenidos a partir de los datos del FCF. En los casos con flujo confinado en el cauce y rugosidad uniforme, el modelo SSIIM3D da una aproximación bastante buena, a pesar de las diferencias en el calado. Además se muestra la velocidad obtenida con el método de las franjas (SSGM) y que no tiene en cuenta flujos secundarios ni tensiones internas.

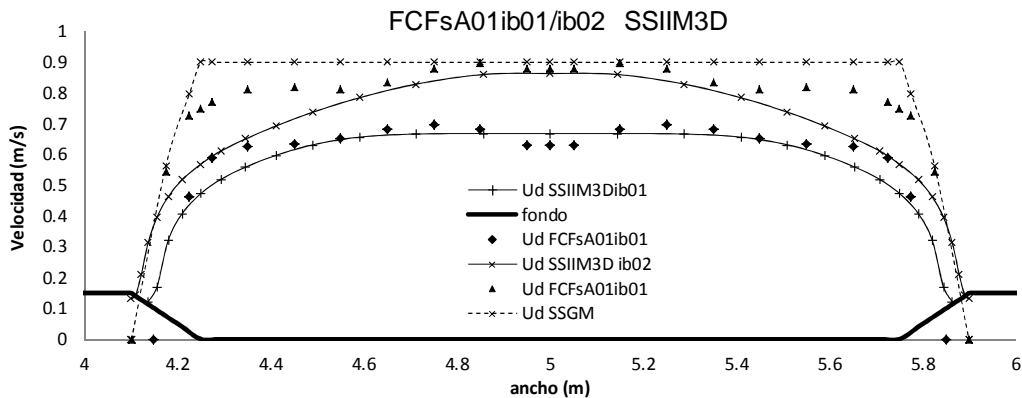


Figura 8.6.7 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el FCF y el obtenido con SSIIM3D en la sección intermedia. Valores obtenidos para dos caudales confinados en el cauce FCFsA01ib01/ib02.

Como ya ocurriera en el modelo SRH2D la distribución de velocidades en la sección media de la malla no es la misma que en otras secciones. La Fig. 8.6.8 muestra las velocidades promediadas en calado para el caudal FCFsA01ib01 en las secciones de aguas arriba e intermedia, quedando patente que la distribución varía a lo largo del cauce. Al final del capítulo se tratará con más profundidad esta problemática.

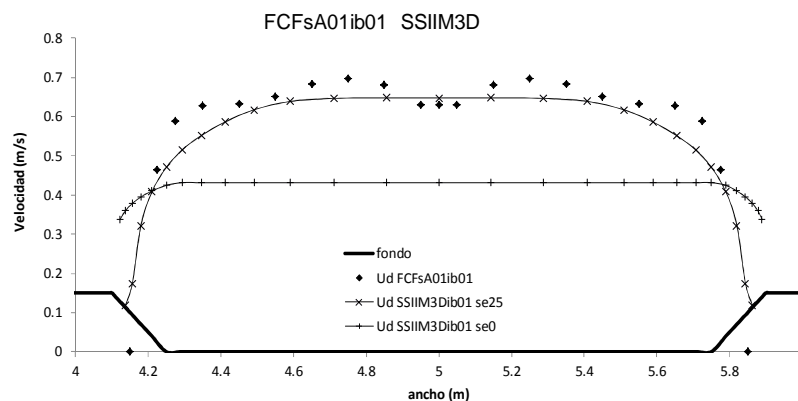


Figura 8.6.8 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el FCF y el obtenido con SSIIM3D para el caudal FCFsA01ib01 en la sección de aguas arriba, se0 y la intermedia, se25.

8.6.2. Flujo desbordado en cauce de planta recta y llanuras sin variación de rugosidad

Los resultados obtenidos para el canal FCF en caudales desbordados sobre llanuras con la misma rugosidad que el cauce, series FCFsA01 y FCFsA02 con la misma geometría pero diferente ancho de llanuras, se describen a continuación:

Resultados del modelo HEC-RAS

El flujo desbordado en un cauce con llanuras se produce sobre una sección compuesta por el cauce principal y las llanuras, con características diferentes en cuanto a calados y rugosidad. El cálculo con HEC-RAS se puede realizar usando el método de la sección completa (SCM) o el método de división en zonas (DCM), dividiendo la sección en el cauce y las dos llanuras. En capítulos anteriores ya se ha analizado la diferencia entre ambos métodos, por lo que aquí solo se representarán los resultados sin entrar en más detalles. En primer lugar se ejecuta el modelo 1D con los caudales de la serie FCFsA01, y usando como condición de contorno de aguas abajo el nivel de agua medido en las compuertas de los experimentos, ver Tablas 8.6.6 y 8.6.7.

Tabla 8.6.6. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales desbordados de series FCFsA01 y FCFsA02. Modelo HEC-RAS con DCM.

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente fondo	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad (n_c/n_f)
FCFsA01q01	0.2336	0.1652	0.001027	0.00093	0.1591	0.01 / 0.01
FCFsA01q02	0.2861	0.1766	“	0.00091	0.1689	“
FCFsA01q03	0.4511	0.1988	“	0.00094	0.1925	“
FCFsA01q04	1.0144	0.2501	“	0.00099	0.2461	“
FCFsA02q01	0.2492	0.1699	“	0.00095	0.1641	“
FCFsA02q02	0.2822	0.1778	“	0.00101	0.1760	“
FCFsA02q03	0.3829	0.1980	“	0.00094	0.1921	“
FCFsA02q04	0.7630	0.2486	“	0.00100	0.2452	“

Tabla 8.6.7. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales desbordados de series FCFsA01 y FCFsA02. Modelo HEC-RAS con SCM.

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente fondo	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad (n_s/n_f)
FCFsA01q01	0.2336	0.1652	0.001027	0.00130	0.1779	0.01 / 0.01
FCFsA01q02	0.2861	0.1766	“	0.00123	0.1846	“
FCFsA01q03	0.4511	0.1988	“	0.00114	0.2036	“
FCFsA01q04	1.0144	0.2501	“	0.00110	0.2531	“
FCFsA02q01	0.2492	0.1699	“	0.00132	0.1831	“
FCFsA02q02	0.2822	0.1778	“	0.00127	0.1888	“
FCFsA02q03	0.3829	0.1980	“	0.00118	0.2047	“
FCFsA02q04	0.7630	0.2486	“	0.00114	0.2537	“

En la Fig. 8.6.9 se muestran los perfiles longitudinales de tres caudales de la serie FCFsA01, pudiéndose observar que hay diferencias entre el perfil obtenido en laboratorio y el estimado por HEC-RAS con DCM y SCM. Además se observa que las diferencias de niveles disminuyen a medida que aumenta el caudal y el canal se comporta más como una gran llanura que transporta todo el caudal.

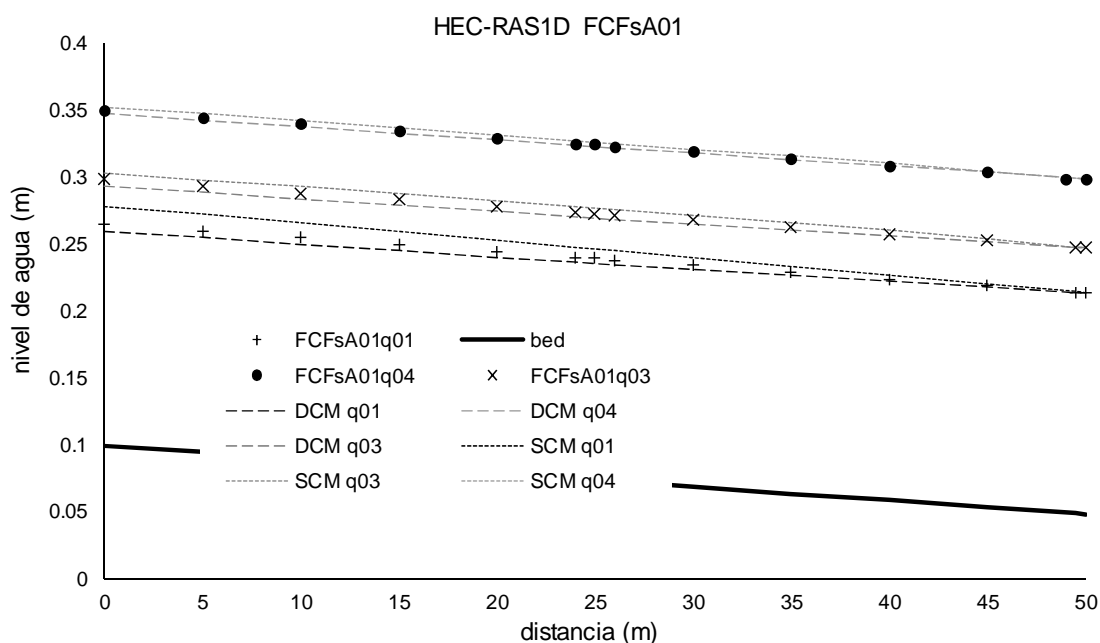


Figura 8.6.9 Perfiles longitudinales obtenidos con HEC-RAS (SCM y DCM) usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFAs01.

Los resultados obtenidos con la condición de aguas abajo de los ensayos (Fig. 8.6.9 y Tablas 8.6.6 y 8.6.7), muestran que no se cumple la condición de régimen uniforme en el tramo de estudio. Por esta razón se repite el cálculo tanteando calados en la sección de aguas abajo hasta obtener el régimen uniforme (pendiente media de agua igual a la

del fondo). Los resultados representados en la Fig. 8.6.10 y resumidos en las Tablas 8.6.6 y 8.6.7 permiten valorar mejor la diferencia que hay entre ambos métodos y de éstos con los datos.

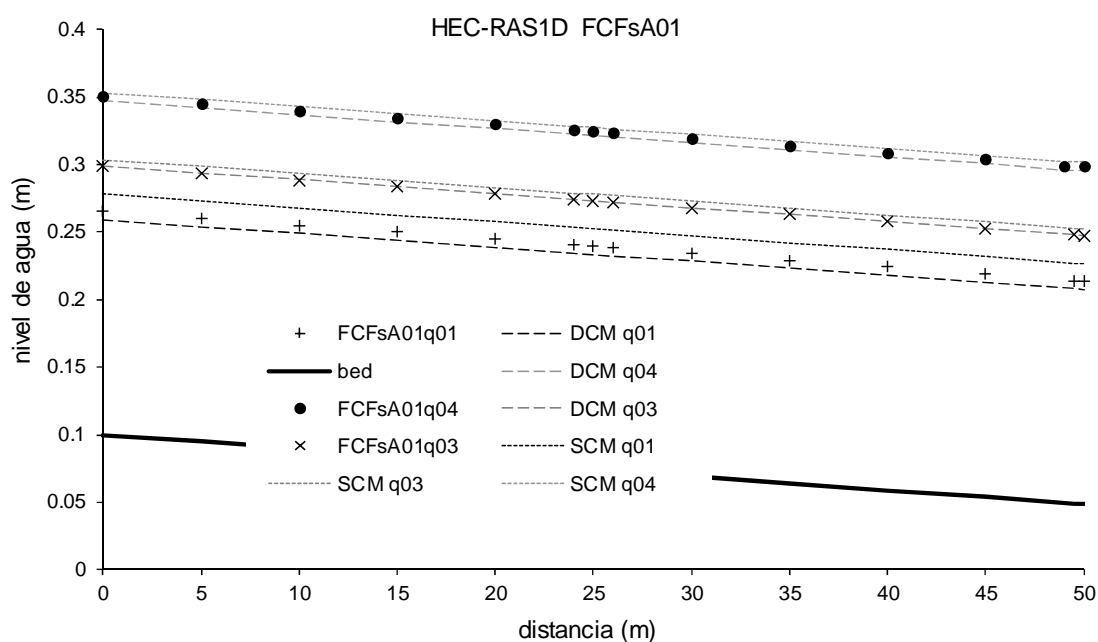


Figura 8.6.10 Perfiles longitudinales obtenidos con HEC-RAS (SCM y DCM) en régimen uniforme y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFsA01.

En cuanto a las velocidades, el modelo 1D da únicamente la velocidad media en la sección completa (SCM) o en cada zona (DCM). Sin embargo, muchos modelos unidimensionales como el HEC-RAS establecen una distribución lateral de velocidades basada en el calado en cada punto. En la Fig. 8.6.11 se pueden observar las velocidades calculadas para dos de los caudales estudiados (FCFsA01q01 y FCFsA01q04) con el HEC-RAS (DCM) y los valores de la velocidad promediada en calado obtenidos a partir de los datos del FCF. Se puede observar que mientras que en las llanuras el valor obtenido con HEC-RAS (DCM) es similar al medido, en el cauce hay grandes diferencias, como ya se demostró en el capítulo 5. El modelo HEC-RAS (DCM) da velocidades en el cauce mayores que las reales debido a que no tiene en cuenta las pérdidas por transferencia de cantidad de movimiento.

Para analizar la influencia que tiene el ancho de las llanuras en los resultados del modelo, se han modelado cuatro caudales de la serie FCFsA02 que se corresponden aproximadamente con los mismos calados de la serie FCFsA01. Esa segunda serie tiene un ancho de llanuras de 2.25 m en vez de los 4.10 m de la primera. En las Tablas 8.6.6 y 8.6.7 se resumen también las condiciones de contorno de los ensayos y los valores de pendiente y calado obtenidos con HEC-RAS (DCM y SCM).

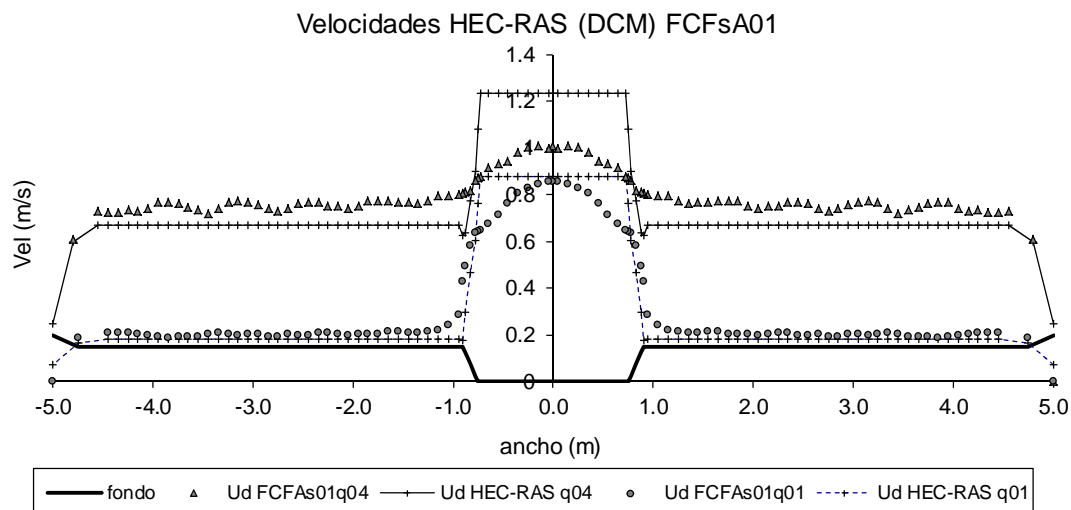


Figura 8.6.11 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el laboratorio FCF y el obtenido a partir de los valores de caudal y velocidad con HEC-RAS (DCM). Valores obtenidos para los casos FCFAs01q01 y q04.

Si se comparan los valores de la pendiente de cálculo y del calado para régimen uniforme de la serie FCFAs01 y de la FCFAs02 se puede comprobar que para los dos calados más pequeños, el caudal es menor en la serie As01 (más ancha) que en la As02 (más estrecha). La razón es que las pérdidas debidas a la interacción entre el cauce y las llanuras son mayores cuanto más anchas son las llanuras y el aumento de área en las llanuras no compensa éstas pérdidas. Sin embargo para los dos caudales más altos el caudal aumenta considerablemente en la serie FCFAs01, siendo menor en la FCFAs02. Este fenómeno es importante por cuanto a la hora de diseñar protecciones hay que tener en cuenta que para ciertos calados aumentar el ancho de las llanuras puede disminuir la capacidad de transporte de la sección. Comparando los resultados de HEC-RAS en ambos casos, se puede observar que el SCM da pendientes más altas y mayores diferencias con los calados medidos en laboratorio en la serie FCFAs02 que en la FCFAs01, lo cual indica que aunque la serie con las llanuras más anchas ha mostrado ser la que da las tensiones de interacción más altas, la diferencia de caudal y de calados respecto a la realidad es menor proporcionalmente gracias al aumento de la influencia de las llanuras en el caudal total. Las Fig. 8.6.12 y 8.6.13 muestran los perfiles longitudinales de los niveles de agua calculados con HEC-RAS para la serie FCFAs02. Estos perfiles son similares a los de la serie FCFAs01.

En cuanto a las velocidades, en la Fig. 8.6.14 se pueden observar los valores calculados para dos de los caudales estudiados (FCFAs02q01 y FCFAs02q04) con HEC-RAS y los valores de la velocidad promediada en calado obtenidos a partir de los datos del FCF. Al igual que en los casos con llanuras más anchas, en las llanuras las diferencias entre las velocidades obtenidas con HEC-RAS y la realidad son menores que en el cauce. Además se observa que, aunque para el caudal mayor los niveles de agua obtenidos con HEC-RAS son más aproximados a la realidad, en velocidades hay más diferencias. Sin embargo el error total se compensa porque el modelo da velocidades más altas en el cauce y más bajas en las llanuras.

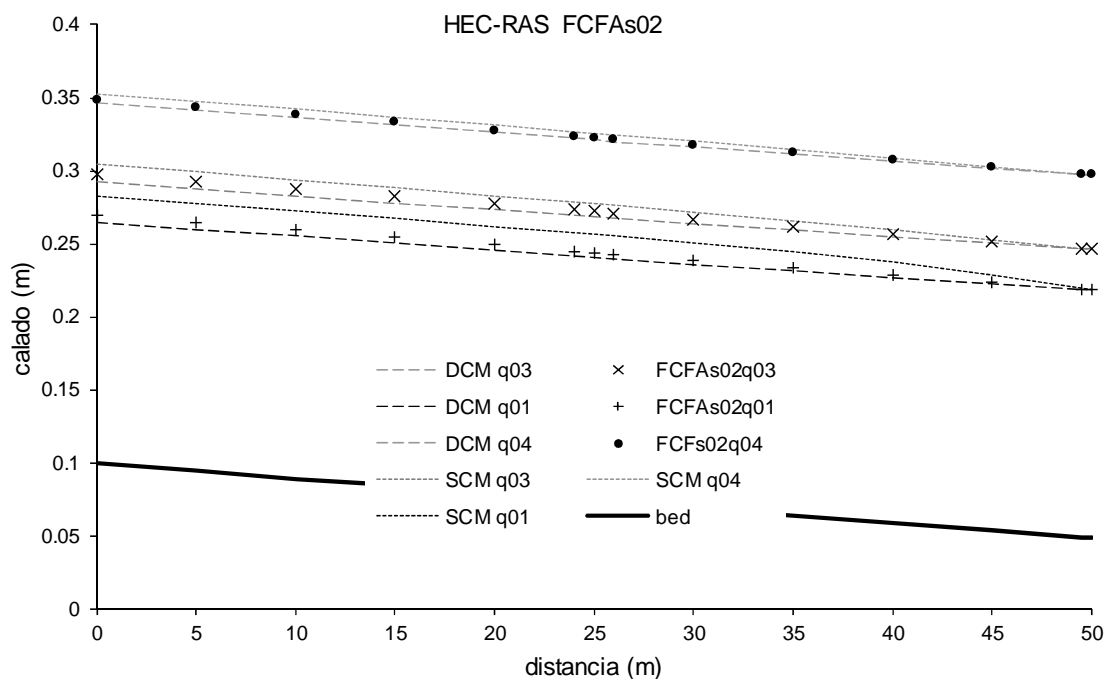


Figura 8.6.12 Perfiles longitudinales obtenidos con HEC-RAS (SCM y DCM) usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFAs02.

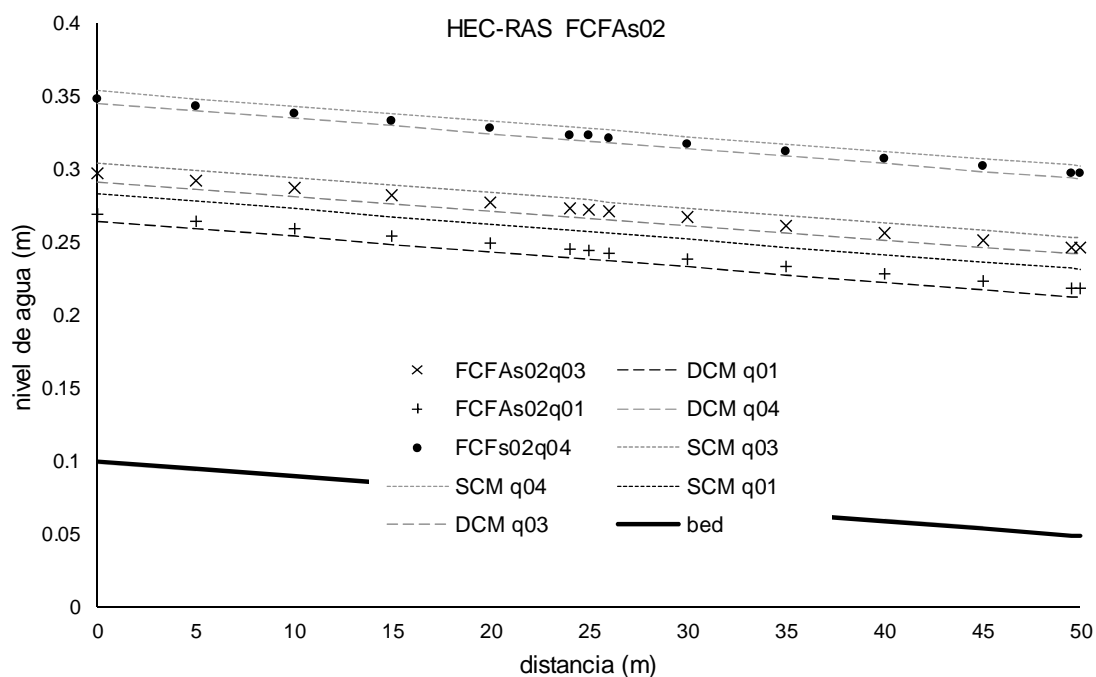


Figura 8.6.13 Perfiles longitudinales obtenidos con HEC-RAS (SCM y DCM) en régimen uniforme y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFAs02.

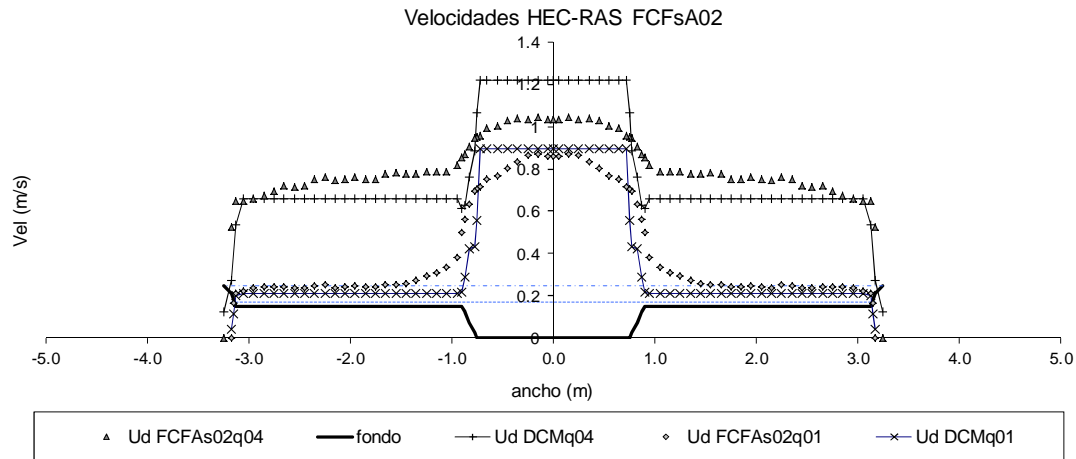


Figura 8.6.14 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el laboratorio FCF y el obtenido a partir de los valores de caudal y velocidad con HEC-RAS. Valores obtenidos para los casos FCFAs02q01 y q04.

En el capítulo 5 ya se demostró que el DCM-v daba errores mayores en la velocidad media del cauce cuando los calados eran grandes, que para calados pequeños. Por lo tanto, los resultados obtenidos con HEC-RAS confirman esas conclusiones.

Resultados del modelo SRH2D

Los resultados obtenidos en el apartado anterior para el modelo 1D permiten hacer el ejercicio de intentar anticipar qué niveles de agua se pueden obtener con el modelo bidimensional SRH2D. Como ya se comprobó para el caso de flujo confinado, éste modelo tiene poca difusión numérica y debido a la mayor discretización de la malla da niveles menores que los del 1D. Sin embargo, al tener en cuenta las pérdidas por tensiones turbulentas, se pueden esperar niveles de agua más elevados que los del 1D aunque sin llegar a los reales.

Antes de comentar los resultados en flujo desbordado, es necesario explicar las condiciones y parámetros de la modelación. Mientras que en el modelo 1D las únicas condiciones requeridas eran un nivel aguas abajo y un caudal total aguas arriba, además del valor de la rugosidad, en los modelos 2D hay que establecer además el reparto del caudal en la sección de aguas arriba y el modelo de turbulencia que se va a usar. En principio el SRH2D ofrece tres opciones en el reparto del caudal. La primera opción es aplicar una velocidad constante en toda la sección, la segunda es aplicar un caudal unitario constante, producto de velocidad por calado, y la tercera es aplicar un reparto en función de la capacidad de transporte de cada elemento en que se discretiza la malla, aplicando para ello la fórmula de Manning a cada elemento. Para el modelo de turbulencia, SRH2D ofrece los modelos en $k-\varepsilon$ y parabólico explicados en las ecuaciones. Como es lógico pensar esta diversidad de variables añade complicación al problema de modelar el flujo con un bidimensional. Algo que era muy sencillo con el unidimensional precisa de un conocimiento mucho mayor del modelo, y del caso a tratar, cuando se trabaja con un programa numérico de mayor orden. Con el fin de evaluar cuál de las opciones disponibles en el modelo es la mejor para el problema del flujo desbordado en cauces compuestos, se van a analizar todas con el caudal más pequeño de la serie más ancha, FCFAs01q01. En la Figura 8.6.15 se muestran las

distribuciones de velocidades en la sección de aguas arriba obtenidas para cada una de las opciones del modelo.

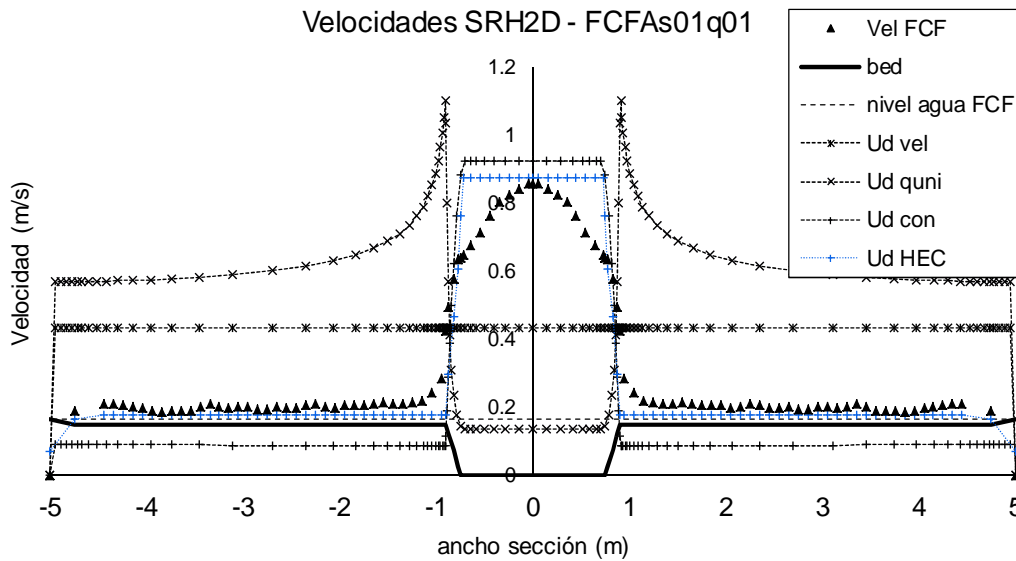


Figura 8.6.15 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el laboratorio FCF y el obtenido en la sección de aguas arriba para las diferentes opciones del SRH2D en el caso FCFAs01q01: reparto velocidad constante, *Ud vel*, reparto caudal unitario constante, *Ud quni*, reparto capacidad, *Ud con*. Se incluye el reparto obtenido con HEC-RAS, *Ud HEC*.

Los valores de la velocidad mostrados en la Fig. 8.6.15 muestran claramente que el reparto más aproximado a la distribución medida en laboratorio en la sección intermedia es el de la capacidad hidráulica, *Ud con*. Estos repartos dan unos niveles de agua en el canal muy diferentes de los reales, observándose que el reparto de la capacidad da calados menores que los reales y los otros dos métodos dan calados mayores, ver Fig. 8.6.16. Además, comparando con HEC-RAS (DCM) se puede observar que los niveles obtenidos para el caso de reparto según la capacidad hidráulica son incluso menores. Este resultado confirma la hipótesis de que el efecto de la mayor discretización de la sección no se compensa con la capacidad del modelo de tener en cuenta las pérdidas por turbulencia. El modelo SRH2D ofrece además la posibilidad de dividir la sección de contorno en tramos pudiendo repartir el caudal en cada tramo según el criterio del usuario, por ejemplo aplicando cualquiera de los métodos analizados en el Capítulo 5. Esta opción permitiría hacer un reparto más aproximado al real. Sin embargo y dado que el objetivo de esta tesis es más conocer el comportamiento de estos modelos en casos prácticos en los que es difícil tener datos de velocidad, nos limitaremos por el momento a incluir el caudal total en la sección con un reparto según la capacidad hidráulica, que es el que permite obtener una distribución de velocidades más aproximada a la real, para analizar en el siguiente apartado las mejoras que se proponen.

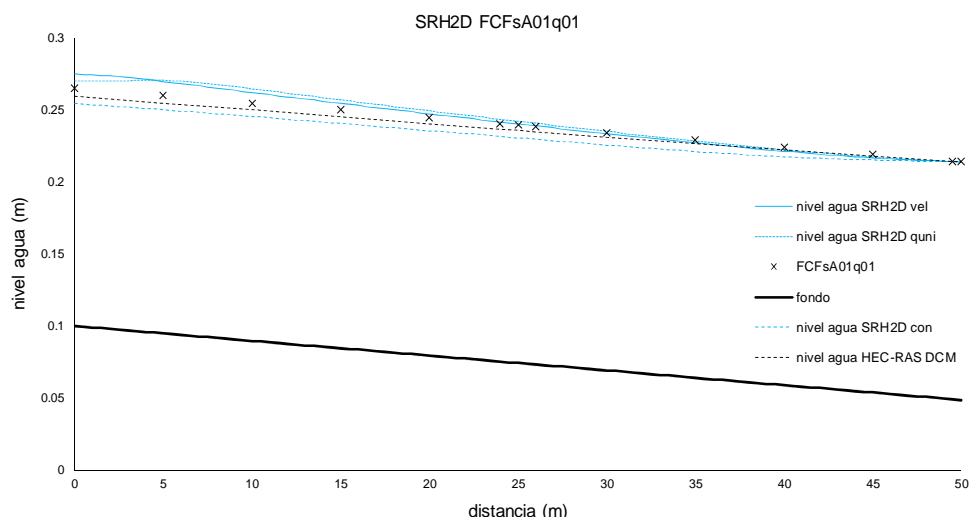


Figura 8.6.16 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH 2D usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación de las diferentes opciones de reparto del caudal en la sección de aguas arriba: velocidad constante, SRH vel, caudal unitario constante, SRH quni y capacidad hidráulica, SRH con.

En la Tabla 8.6.8 se resumen los valores de las condiciones de contorno en los experimentos del FCF (caudal, calado y pendiente de fondo) y que son las usadas en el primer caso ejecutado en el modelo.

Tabla 8.6.8. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo que garantizan la pendiente de agua paralela al fondo. Caudales desbordados de series FCFsA01 y FCFsA02 (SRH2D).

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente fondo	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad (n_s/n_f)
FCFsA01q01	0.2336	0.1652	0.001027	0.000807	0.1543	0.0117 / 0.0117
FCFsA01q02	0.2861	0.1766	“	0.000845	0.1653	0.0114 / 0.0114
FCFsA01q03	0.4511	0.1988	“	0.000898	0.1898	0.0111 / 0.0111
FCFsA01q04	1.0144	0.2501	“	0.000921	0.2442	0.0108 / 0.0108
FCFsA02q01	0.2492	0.1699	“	0.000814	0.1593	“
FCFsA02q02	0.2822	0.1778	“	0.000819	0.1675	“
FCFsA02q03	0.3829	0.1980	“	0.000823	0.1878	“
FCFsA02q04	0.7630	0.2486	“	0.000901	0.2419	“

Con la rugosidad estimada para el FCF los resultados obtenidos usando las condiciones de contorno de los experimentos se muestran en la Fig. 8.6.17. Se puede observar que la pendiente de agua obtenida es menor que la del fondo para los cuatro caudales modelados, ver Tabla 8.6.10. Sin embargo hay que destacar que la pendiente aumenta a medida que aumenta el caudal acercándose a la del fondo en el caudal más grande. Estos resultados son debidos a la discretización de la malla del 2D, especialmente en el caudal más pequeño, que da una pendiente más de un 20% menor.

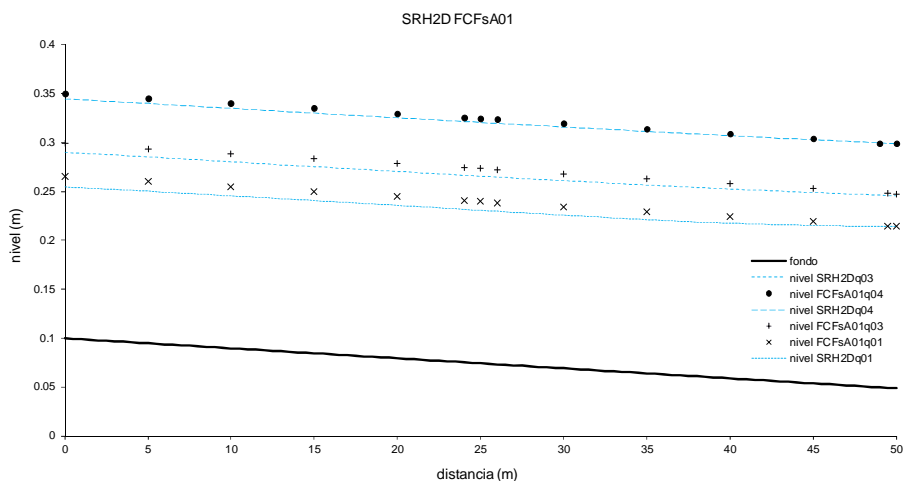


Figura 8.6.17 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH2D usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFAs01.

Con el fin de obtener la pendiente de régimen uniforme (pendiente de agua igual a pendiente de fondo) en el tramo de estudio, se tantean niveles de agua en la condición de contorno de aguas abajo, ver Fig. 8.6.18. En la Tabla 8.6.10 se muestra el valor del calado usado como condición de contorno aguas abajo para garantizar que la pendiente de la línea de agua es igual a la del fondo (con un error menor del $\pm 1\%$).

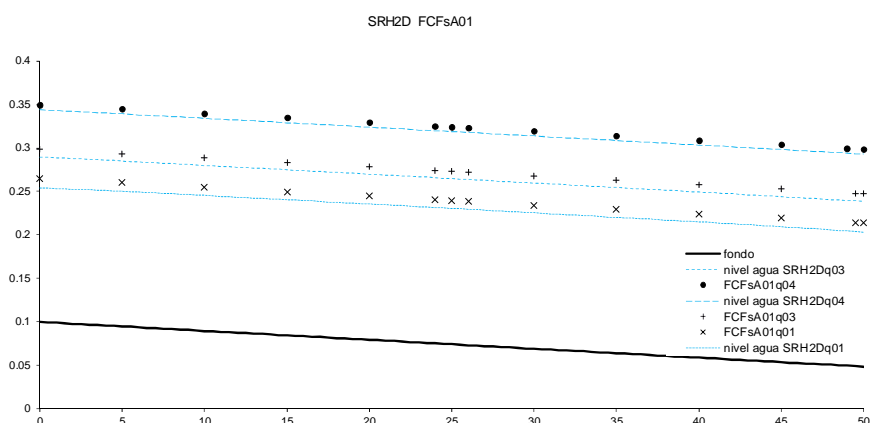


Figura 8.6.18 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH2D usando la condición de contorno de régimen uniforme y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFAs01.

Analizando la distribución de velocidad en las secciones de aguas arriba, intermedia y de aguas abajo, ver Fig. 8.6.19a), se pueden observar diferencias notables. El modelo 2D pide como condición de contorno en la sección de aguas arriba el caudal total de entrada, haciendo el reparto entre cada uno de los nodos con la condición de igual velocidad en todos los nodos. Parece evidente que este reparto de velocidad uniforme a lo ancho de la sección no es el más adecuado para los casos de ríos con llanuras. Una vez se desarrolla el flujo según las ecuaciones propias del modelo 2D el perfil de velocidades se aproxima más a la realidad, sección intermedia. Según nos acercamos a la sección de aguas abajo el perfil se modifica para cumplir con la condición de calado

impuesta en la sección final. Si se utiliza como opción en la condición de contorno la de reparto según la capacidad hidráulica de cada elemento la distribución de velocidades es la de la Fig. 8.6.19b). Esta distribución es más uniforme en toda la malla pero sin embargo se aleja más de la realidad en la sección intermedia. Para este primer análisis se ha utilizado el reparto de la capacidad hidráulica que es el más aproximado al de régimen uniforme.

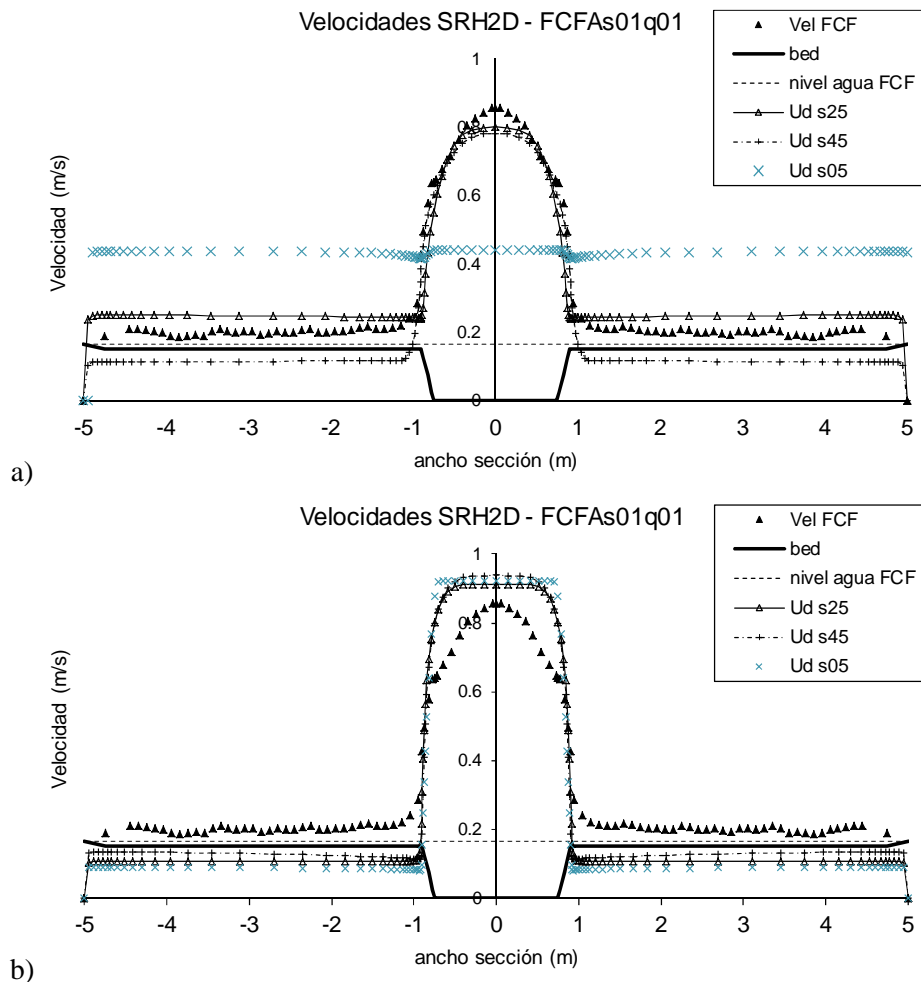


Figura 8.6.19 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación del valor medido en el FCF y el obtenido con SRH2D. Valores obtenidos para el caudal desbordado más pequeño, FCFAs01q01, en la sección a 5 m de la de aguas arriba, Uds05, sección a 5 m de la de aguas abajo, Uds45, y sección intermedia, Uds25 para los casos de a) reparto con velocidad constante y b) según capacidad hidráulica.

También se han calculado los valores del coeficiente de rugosidad que habría que utilizar para, manteniendo las condiciones de los ensayos, obtener los mismos niveles de agua de éstos. Los valores obtenidos para los cuatro caudales desbordados oscilan entre 0.0117 para el caudal más pequeño y 0.0108 para el más grande. Estos valores son mayores que el que se obtuvo para los dos caudales confinados en el cauce, 0.0105 (ver Tabla 8.6.10) y que el valor estimado en el laboratorio, 0.0100, lo cual demuestra que el modelo SRH2D en flujo desbordado subestima los caudales, es decir da niveles menores que los reales. La distribución de las velocidades con las rugosidades calibradas se acerca más a las medidas en laboratorio, ver Fig. 8.6.20. Aunque hay que señalar que, observando la distribución en la sección intermedia y la de aguas abajo, son

prácticamente idénticas y no parece influir la turbulencia en la distribución final de se25 y se45. Comparando los resultados obtenidos tras ajustar la condición de contorno de aguas abajo para obtener el régimen uniforme (fig. 8.6.19b) y los obtenidos tras ajustar el coeficiente de rugosidad (fig. 8.6.20) se puede decir que la diferencia entre las distribuciones de velocidad no solo se debe a que los calados de agua son diferentes. La distribución obtenida con el valor de Manning experimental y ajustando los niveles de agua (8.6.19b), resulta en una velocidad más alta en el cauce y más baja en las llanuras que la distribución obtenida ajustando el valor de la rugosidad (fig. 8.6.20).

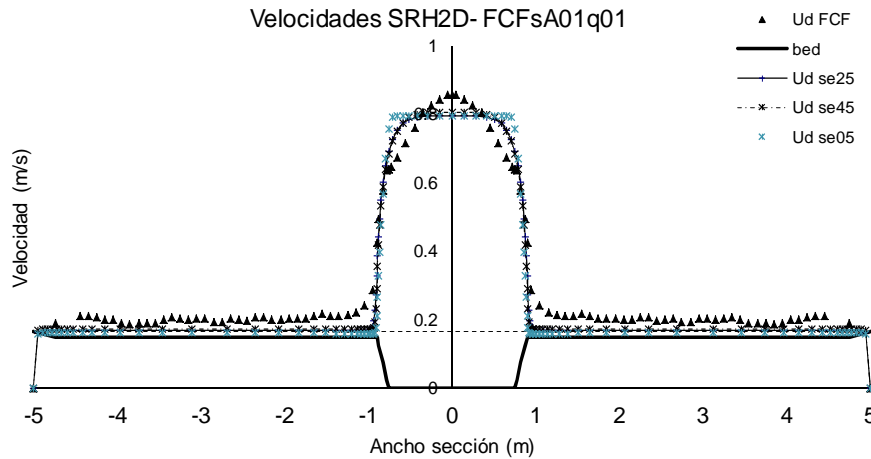


Figura 8.6.20 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación del valor medido en el FCF y el obtenido con SRH2D. Valores obtenidos para el caudal FCFsA01q01, en la sección a 5 m de la de aguas arriba, Udse05, sección a 5 m de la de aguas abajo, Udse45, y sección intermedia, Udse25, con reparto según capacidad.

Los resultados obtenidos por el modelo SRH2D en el caso de la serie FCFsA02 se muestran a continuación, ver Tabla 8.6.10 y Fig. 8.6.21. Esta serie tiene unas llanuras con una anchura menor que la serie anterior y el modelo SRH2D da resultados similares a los obtenidos en la serie ancha, aunque con ciertas particularidades.

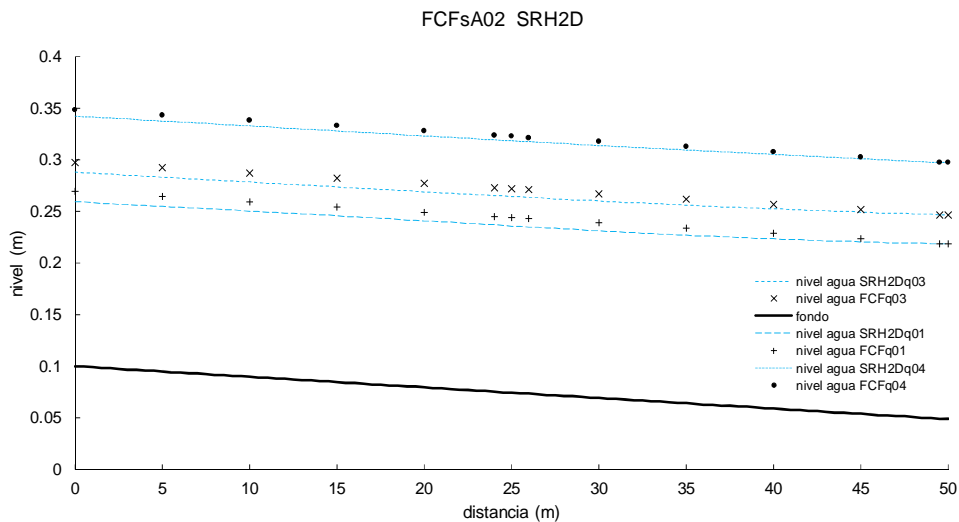


Figura 8.6.21 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH2D usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFAs02.

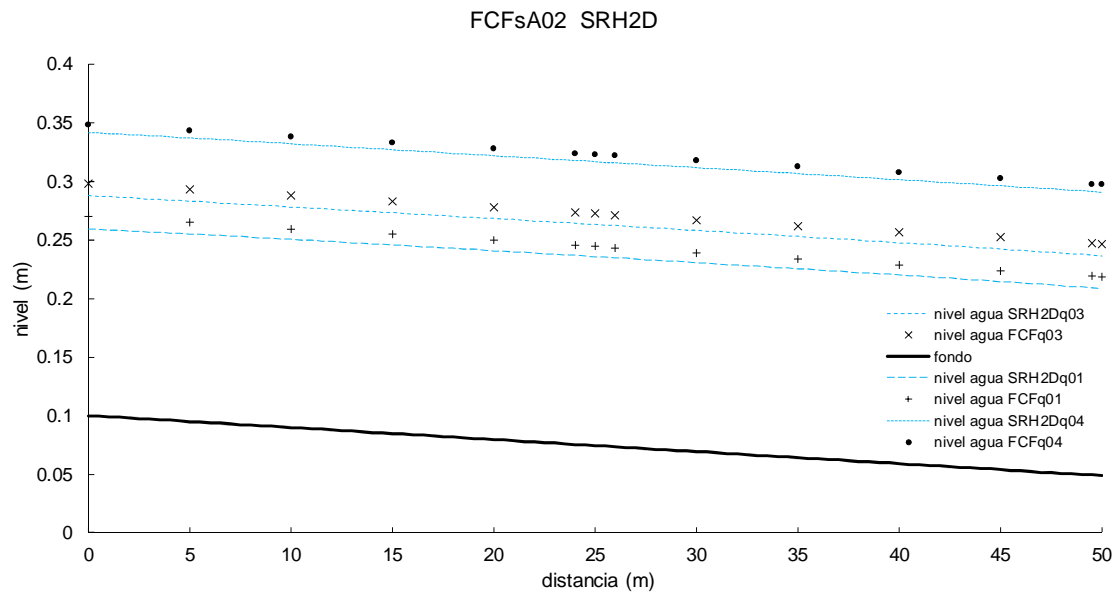


Figura 8.6.22 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH2D usando la condición de contorno de aguas abajo de régimen uniforme y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFsA02.

Si se comparan los valores calculados de la pendiente de agua y del calado para régimen uniforme de ambas series, FCFsA01 y FCFsA02, se puede comprobar que para el calado más pequeño, la pendiente en la serie sA01, más ancha (figs. 8.6.17 y 18), es menor que en la sA02, más estrecha (figs. 8.6.21 y 22). Esto significa que las pérdidas debidas a las tensiones turbulentas son mayores en la serie FCFsA01. Sin embargo en los tres caudales más grandes las pendientes menores son las de la serie FCFsA02. Como ya se explicó en capítulos anteriores, las pérdidas en la serie ancha son mayores que en la serie estrecha, tanto que para el mismo nivel de agua los caudales en la serie FCFsA01 son menores para calados de desbordamiento pequeños a pesar de ser más grande el área de flujo. Por lo tanto el resultado del SRH2D no simula correctamente la realidad. La razón puede estar en el reparto de la distribución de velocidades en la sección de entrada. Comparando las Figs. 8.6.21 y 8.6.22 se puede observar que el calado en la sección de aguas arriba es prácticamente el mismo para las dos condiciones de contorno en la salida, es decir, es el reparto del caudal en esta sección lo que puede condicionar el calado en las secciones inmediatamente aguas abajo y no al revés. El canal es de poca longitud (50 m), y todo parece estar demasiado influenciado por las condiciones de contorno, especialmente por la de aguas arriba.

En cuanto a las velocidades, en la Fig. 8.6.23 se pueden observar los valores calculados para dos de los caudales estudiados (FCFsA02q01 y FCFsA02q03) con el SRH2D y los valores de la velocidad promediada en calado obtenidos a partir de los datos del FCF. La figura muestra las distribuciones en tres secciones, la de aguas arriba, la de aguas abajo y la intermedia. En esta figura es de destacar que aunque para el caudal más grande, q03, los resultados son mejores en calados, las velocidades son peores en el cauce que en el caudal más pequeño, q01.

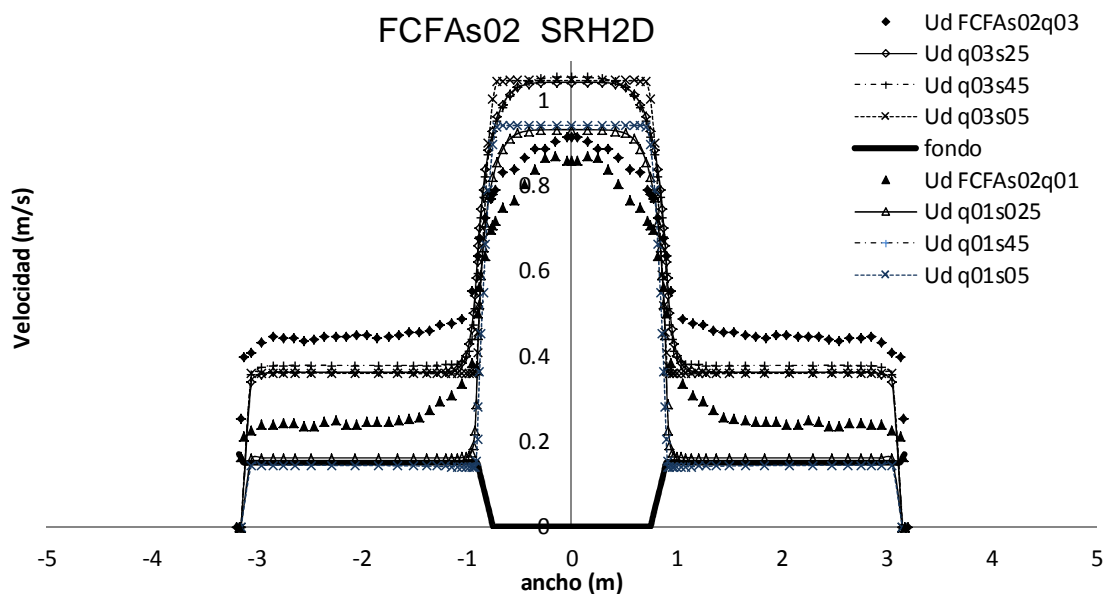


Figura 8.6.23 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el laboratorio FCF y el obtenido con SRH2D con el reparto según la capacidad hidráulica. Valores obtenidos para los casos FCFAs02q01 y q04.

Como resumen de los resultados obtenidos con el SRH2D, hay que destacar que los niveles de agua son peores que los obtenidos con HEC-RAS (DCM). Esto significa que el modelo de turbulencia no simula bien las pérdidas en la zona de interacción entre cauce y llanuras, y no puede compensar el efecto de la discretización, dando resultados muy parecidos al método de las franjas (Garbrecht y Brown, 1982). Además es decepcionante el reparto de velocidades obtenido a lo largo de la malla. El trabajo de Wilson et al (2002) con TELEMAC-2D ya mostraba unas distribuciones de velocidades bastante alejadas de la realidad, y estos resultados las confirman.

Resultados del modelo SSIIM3D

El código numérico SSIIM3D utiliza el modelo de turbulencia en $k-\epsilon$, incluyendo por tanto las pérdidas debidas a las tensiones turbulentas que se generan por la variación de velocidad en cualquier dirección. Entre estas pérdidas se incluyen las originadas por la variación de la ley logarítmica de velocidades en la vertical, que no se tienen en cuenta en los modelos 2D ni por supuesto en los 1D. Por tanto, es de esperar que los niveles de agua obtenidos sean mayores que los obtenidos con HEC-RAS y con SRH2D, y que las velocidades obtenidas sean menores. Además y como se explicó anteriormente, el esquema numérico del modelo influirá en los resultados aumentando las pérdidas si la difusión numérica que se añade es muy alta. Por otro lado, y al igual que ocurre en el modelo 2D está el efecto de la discretización ya que es la misma malla de 99/79 elementos en la dirección y.

La rugosidad utilizada inicialmente para SSIIM3D sigue siendo la estimada para el FCF por Ackers (1992, 1993a) y por Myers y Brennan (1990), y que se obtuvo aplicando la fórmula de Manning a varios caudales confinados en el cauce principal.

En primer lugar se ejecuta el modelo con las condiciones de contorno usadas en los experimentos, y la rugosidad estimada a partir de los datos. Los resultados obtenidos

son analizados para comprobar el comportamiento del modelo con datos reales. Sin embargo y con el fin de poder obtener resultados de aplicación práctica, en la condición de contorno de aguas abajo se van a tantear niveles de agua hasta obtener aquel que garantiza el régimen de los experimentos (pendiente de agua igual a pendiente de fondo) en todo el modelo. En la Tabla 8.6.9 se muestran los valores de las condiciones de contorno en el FCF (caudal, calado y pendiente de fondo), el valor de la pendiente de cálculo obtenida en el modelo numérico con esas condiciones, y el valor del calado en la condición de contorno de aguas abajo, que garantiza que la pendiente de la línea de agua es igual a la del fondo (con un error menor del $\pm 1\%$).

Tabla 8.6.9. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales desbordados de las series FCFsA01 y FCFsA02. Modelo SSIIM3D.

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente fondo	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad (n_o/n_f)
FCFsA01q01	0.2336	0.1652	0.001027	0.00121	0.1742	0.01 / 0.01
FCFsA01q02	0.2861	0.1766	“	0.00114	0.1815	“
FCFsA01q03	0.4511	0.1988	“	0.00111	0.2018	“
FCFsA01q04	1.0144	0.2501	“	0.00111	0.2544	“
FCFsA02q01	0.2492	0.1699	“	0.00123	0.1800	“
FCFsA02q02	0.2821	0.1778	“	0.00119	0.1860	“
FCFsA02q03	0.3832	0.1980	“	0.00114	0.2035	“
FCFsA02q04	0.7630	0.2486	“	0.00116	0.2553	“

La Fig. 8.6.24 muestra los perfiles longitudinales de tres de los caudales estudiados con las condiciones de contorno de los experimentos. Se puede observar que a diferencia del modelo 2D, los niveles calculados son mayores que los medidos en el laboratorio en todos los casos. Este resultado muestra por lo tanto que las pérdidas calculadas con el 3D son mayores que con los otros dos modelos, 1D y 2D. Podía esperarse un resultado más cercano al SRH2D, dado que el modelo de turbulencia, en $k-\varepsilon$ es el mismo, pero como se ha explicado anteriormente hay varios factores que pueden haber influido en el resultado, entre ellos las pérdidas debidas a la variación de la ley logarítmica, que se deben sumar a las del 2D, y la difusión numérica del modelo. Aunque el factor principal podría ser el reparto de la velocidad en la sección de contorno de aguas arriba, que condiciona el calado en esa sección y como consecuencia la pendiente final de cálculo.

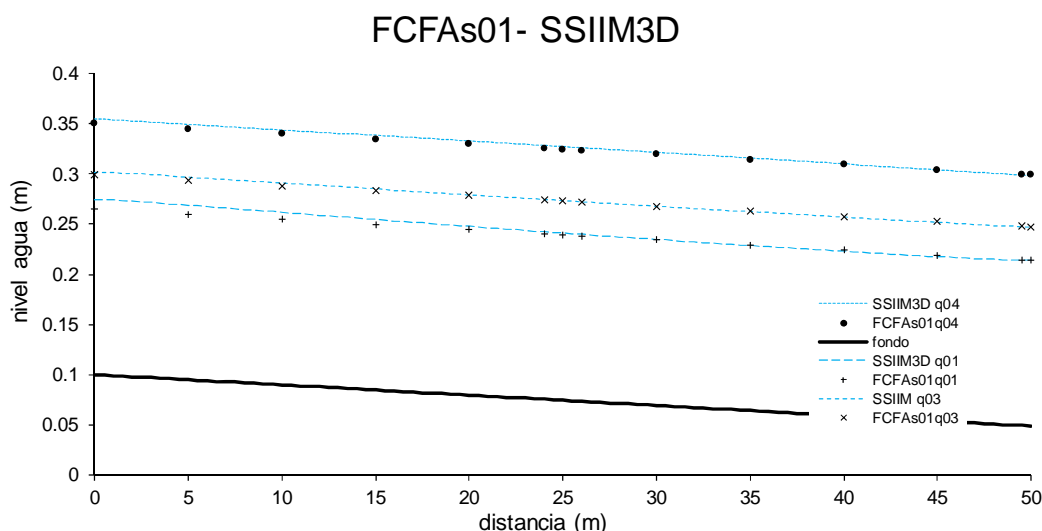


Figura 8.6.24 Perfiles longitudinales obtenidos con SSIIM 3D en las mismas condiciones que los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para tres de los caudales de la serie FCFAs01.

Como la pendiente de agua es mayor que la medida, se tantean calados mayores para obtener los resultados de los calados de régimen uniforme, ver Tabla 8.6.12. La Fig. 8.6.25 muestra los nuevos niveles de agua obtenidos con la condición de contorno de aguas abajo que hace la pendiente de agua entre las dos secciones de contorno sea igual que la pendiente del fondo. Se puede observar que los niveles de agua obtenidos con el modelo tridimensional son superiores a los medidos en laboratorio. Hay que destacar también que no hay una única pendiente en el perfil de agua, por lo que, como se explicó en los resultados del modelo 2D, se puede esperar una cierta influencia de la distribución de las velocidades en la condición de contorno.

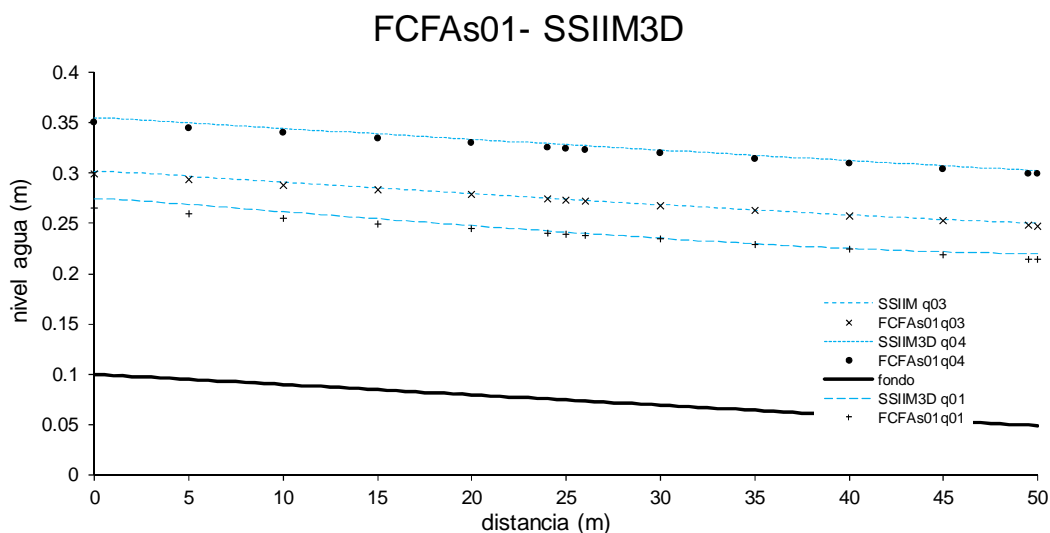


Figura 8.6.25 Perfiles longitudinales obtenidos con SSIIM 3D en condiciones de pendiente media de agua igual a la del fondo y comparación con los valores medidos en laboratorio para tres de los caudales de la serie FCFAs01.

El modelo SSIIM3D ofrece dos posibilidades para aplicar la condición de contorno de aguas arriba. La primera reparte por defecto el caudal total según un algoritmo que da una distribución intermedia entre la de capacidad y la de velocidad uniforme. La

segunda permite incluir un archivo con las velocidades de todos los nodos de la condición de contorno, incorporando además el dato del caudal total en el archivo de control. En primer lugar vamos a analizar los resultados obtenidos con el algoritmo por defecto, con el cual el usuario no tiene que introducir valores de velocidades a priori.

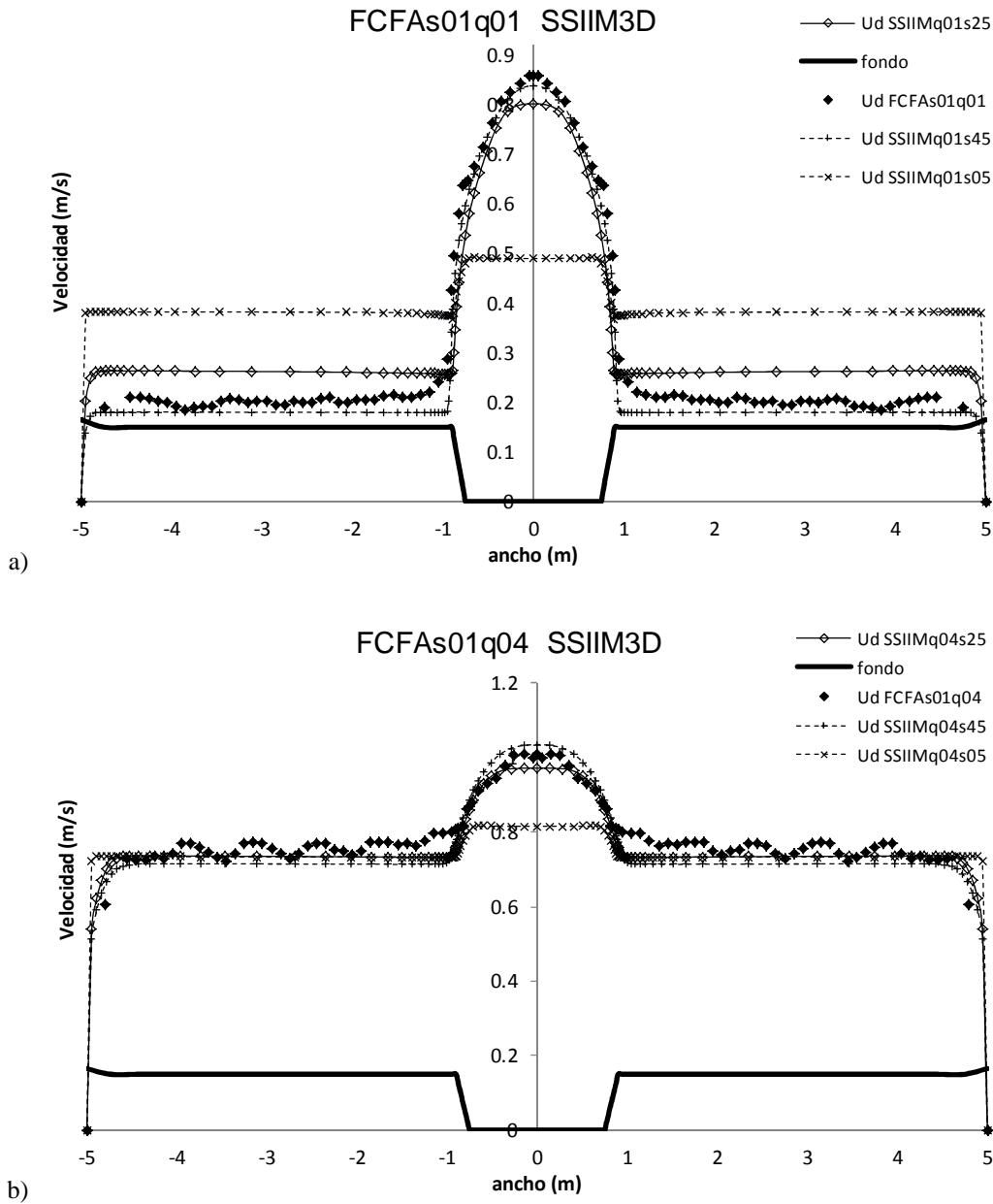


Figura 8.6.26 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el laboratorio FCF y el obtenido a partir de los valores de caudal y velocidad con SSIIM3D. Valores obtenidos para dos de los cuatro caudales q01 y q04.

Analizando las distribuciones de velocidades en las secciones de aguas arriba, intermedia y de aguas abajo, ver Fig. 8.6.26, se pueden observar diferencias importantes. El modelo 3D pide como condición de contorno en la sección de aguas arriba el caudal total de entrada, haciendo el reparto entre cada uno de los nodos mediante la distribución mostrada en la figura. Parece evidente que este reparto de velocidad a lo ancho de la sección es mejor que el de velocidad uniforme pero no se

ajusta a la realidad de los ríos con llanuras. Una vez que se desarrolla el flujo según las ecuaciones propias del 3D, el perfil de velocidades se aproxima más a la realidad, sección intermedia. Según nos acercamos a la sección de aguas abajo el perfil se modifica para cumplir con la condición de calado impuesta en la sección final y como éste es mayor que en la zona intermedia las velocidades de la llanura disminuyen, considerablemente en el caudal más pequeño y ligeramente en el caudal más grande. También se han calibrado los valores del coeficiente de rugosidad para obtener los mismos niveles de agua de los ensayos manteniendo las condiciones de contorno. Los valores obtenidos para los cuatro caudales desbordados oscilan entre 0.0091 para el caudal más pequeño y 0.0098 para el más grande. Estos valores (ver Tabla 8.6.12) son mayores que el que se obtuvo para los dos caudales confinados en el cauce, 0.0090, pero menores que el valor estimado en el laboratorio, 0.0100, lo cual demuestra que el modelo SSIIM3D sobreestima los caudales en flujo desbordado, es decir da niveles mayores que los reales. La distribución de las velocidades con las rugosidades calibradas se acercan más a las medidas en laboratorio, ver Fig. 8.6.27.

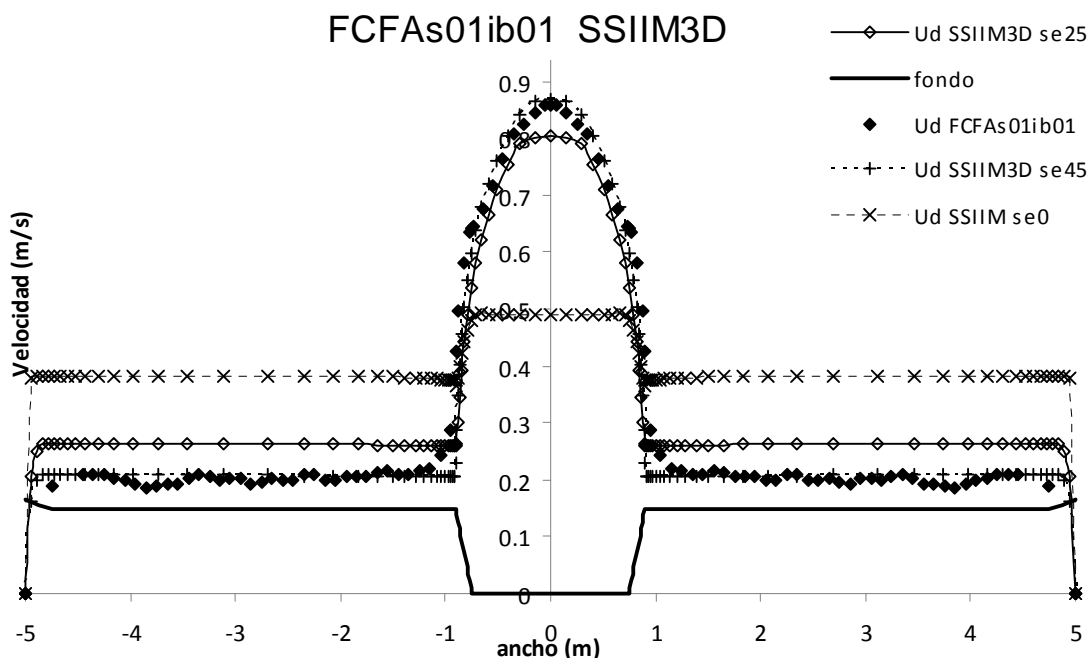


Figura 8.6.27 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación del valor medido en el FCF y el obtenido con SSIIM3D calibrando la rugosidad. Valores obtenidos para el caudal FCFAsA01q01, en la sección a 5 m de la de aguas arriba, Uds05, sección a 5 m de la de aguas abajo, Uds45, y sección intermedia, Uds25 con reparto según capacidad.

Con el fin de analizar la influencia del ancho de las llanuras, se han ejecutado los caudales que corresponden a los mismos calados de la serie FCFAs02. Los resultados obtenidos con SSIIM3D para esta serie muestran en la Tabla 8.6.12 y la Fig. 8.6.28.

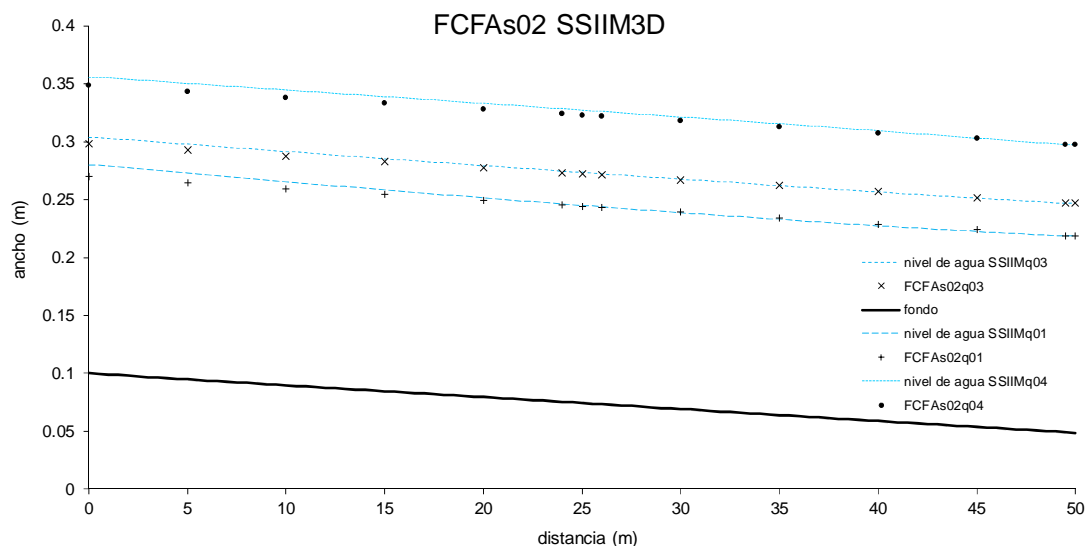


Figura 8.6.28 Perfis longitudinales obtenidos con SSIIM3D usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFAs02.

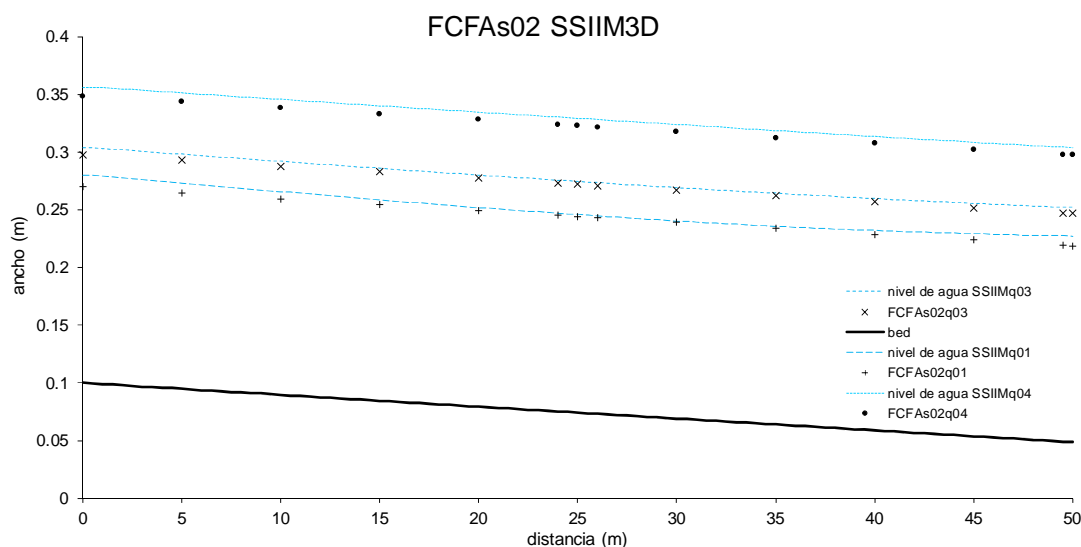


Figura 8.6.29 Perfis longitudinales obtenidos con SRH2D usando la condición de pendiente media de agua paralela al fondo y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFAs02.

Si se comparan los valores de la pendiente de cálculo y del calado para régimen uniforme de ambas series, FCFAs01 y FCFAs02, se puede comprobar que en la serie más estrecha la pendiente es ligeramente mayor para todos los calados. Esto significa que las pérdidas debidas a las tensiones turbulentas son mayores en la serie FCFAs02. Como ya se explicó en capítulos anteriores, los datos del FCF demuestran que las pérdidas en la serie ancha son mayores que en la serie estrecha, tanto que para el mismo nivel de agua los caudales en la serie FCFAs01 son menores para calados de desbordamiento pequeños a pesar de ser más grande el área de flujo. Por lo tanto el SSIIM3D tampoco simula correctamente la realidad. La respuesta puede estar nuevamente en el reparto de la distribución de velocidades en la sección de entrada. En las Fig. 8.6.28 y 8.6.29 se puede observar que el calado en la sección de aguas arriba es prácticamente el mismo para las dos condiciones de contorno en la salida. Es decir, y al

igual que ocurría con el SRH2D, el canal es pequeño y los resultados están muy influenciados por las condiciones de contorno, especialmente por la de aguas arriba.

En cuanto a las velocidades, en la Fig. 8.6.30 se puede ver la distribución de la velocidad promediada en calado calculadas con el SSIIM3D para dos de los caudales (FCFsA02q01/q04), y los valores obtenidos de los datos del FCF. La figura muestra la distribución en tres secciones, la de aguas arriba, la de aguas abajo y la intermedia. Comparando esta figura con la Fig. 8.6.26 de la serie FCFsA01, se puede observar que la distribución de velocidad de las 3 secciones del caudal más grande, q04, es peor en la serie FCFsA02. La distribución de velocidades en la entrada, que se asemeja más a los datos de la serie FCFsA01, puede ser la razón principal de que las pendientes calculadas con SSIIM3D sean mayores en la serie FCFsA02 que en la serie ancha, FCFsA01.

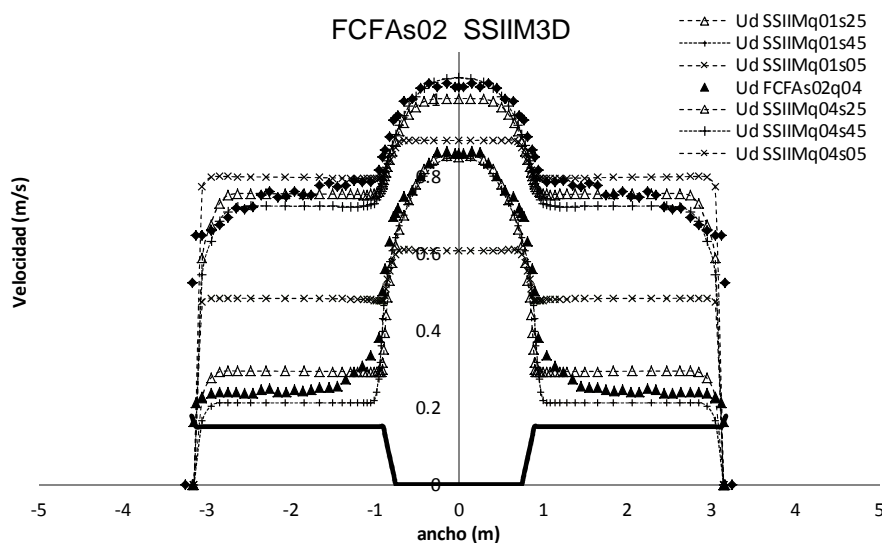


Figura 8.6.30 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el laboratorio FCF y el obtenido con SRH2D con el reparto según la capacidad hidráulica. Valores obtenidos para los casos FCFsA02q01 y q04.

Como resumen de los resultados obtenidos con SSIIM3D, se debe decir que aunque en calados los ajustes son aceptables, en velocidades hay diferencias importantes. Es verdad que la forma de la distribución se acerca a la realidad, lo cual significa que el modelo de turbulencia simula relativamente bien las pérdidas en la zona de interacción del cauce y las llanuras y se compensa el problema de la discretización de la malla. Sin embargo, el reparto de las velocidades en la sección de entrada no es bueno y esto condiciona la distribución en el resto de la malla, además de los niveles de agua.

8.6.3. Flujo desbordado en cauce de planta recta con llanuras de inundación con vegetación

En este apartado se analizan los resultados obtenidos con los modelos numéricos en los caudales desbordados sobre llanuras de inundación vegetadas (mayor rugosidad que el cauce), del canal FCF. Estos resultados se describen a continuación:

Resultados del modelo HEC-RAS

La geometría de la serie FCFAs07 es la misma que la de la serie FCFAs02 analizada en el apartado anterior. La única diferencia entre ambas series consiste en que la serie FCFAs07 tiene en sus llanuras de inundación unas barras cilíndricas perpendiculares al fondo que simulan la vegetación arbórea de las llanuras de inundación de los ríos. El coeficiente de rugosidad para esas barras fue estimado por Ackers (1992) aplicando la fórmula de Manning a varios caudales confinados en el cauce principal. En las Tablas 8.6.10 y 8.6.11 se resumen las principales características de los caudales analizados y los resultados de los cálculos con HEC-RAS.

Tabla 8.6.10. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales desbordados de las series FCFsA07. Modelo HEC-RAS (DCM).

<i>Serie</i>	<i>Caudal (m³/s)</i>	<i>Calado dato (m)</i>	<i>Pendiente fondo</i>	<i>Pendiente cálculo</i>	<i>Calado reg. uniforme (m)</i>	<i>Coef. de rugosidad (nc/nf)</i>
FCFsA07q01	0.2332	0.1655	0.001027	0.00096	0.1641	0.01 / 0.0141
FCFsA07q02	0.2540	0.1765	“	0.00089	0.1668	0.01 / 0.0168
FCFsA07q03	0.2998	0.1995	“	0.00077	0.1801	0.01 / 0.0218
FCFsA07q04	0.4238	0.2498	“	0.00056	0.2126	0.01 / 0.0303

Tabla 8.6.11. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales desbordados de las series FCFsA07. Modelo HEC-RAS (SCM).

<i>Serie</i>	<i>Caudal (m³/s)</i>	<i>Calado dato (m)</i>	<i>Pendiente fondo</i>	<i>Pendiente cálculo</i>	<i>Calado reg. uniforme (m)</i>	<i>Coef. de rugosidad (nc/nf)</i>
FCFsA07q01	0.2332	0.1655	0.001027	0.00132	0.1831	0.01 / 0.0141
FCFsA07q02	0.2540	0.1765	“	0.00158	0.2039	0.01 / 0.0168
FCFsA07q03	0.2998	0.1995	“	0.00158	0.2287	0.01 / 0.0218
FCFsA07q04	0.4238	0.2498	“	0.00160	0.2854	0.01 / 0.0303

Los resultados obtenidos con HEC-RAS en niveles de agua se muestran en forma de los perfiles longitudinales en la Fig. 8.6.31, pudiéndose observar las notables diferencias entre el perfil del laboratorio y el dado por HEC-RAS con DCM y SCM. Además se observa que las diferencias de niveles aumentan al aumentar el caudal, justo al contrario de lo que ocurría cuando las llanuras tenían la misma rugosidad que el cauce.

Los resultados obtenidos usando como condición de contorno aguas abajo la de los ensayos (Fig. 8.6.31 y Tablas 8.6.12 y 8.6.13) muestran que no se cumple la condición de régimen uniforme en el tramo de estudio. Por esta razón se repite el cálculo tanteando el calado de aguas abajo hasta conseguir una pendiente de agua paralela al fondo. Estos resultados representados en la Fig. 8.6.32 y resumidos en las Tablas 8.6.12 y 8.6.13 permiten valorar mejor la diferencia que hay entre ambos métodos y de éstos con los datos. Como se puede observar en la citada figura las diferencias entre ambos métodos y los datos son bastante importantes. Queda claro por tanto que HEC-RAS no permite estimar adecuadamente los niveles de agua en los casos en los que las llanuras son más rugosas que el cauce, algo que es común en la práctica totalidad de los cauces naturales. Además, y como ya se ha comentado, en el tipo de rugosidad usado (varillas que simulan vegetación arbórea) el error es mayor cuanto mayor es el caudal. Esto es debido entre otros motivos a que la rugosidad de las llanuras aumenta con el calado.

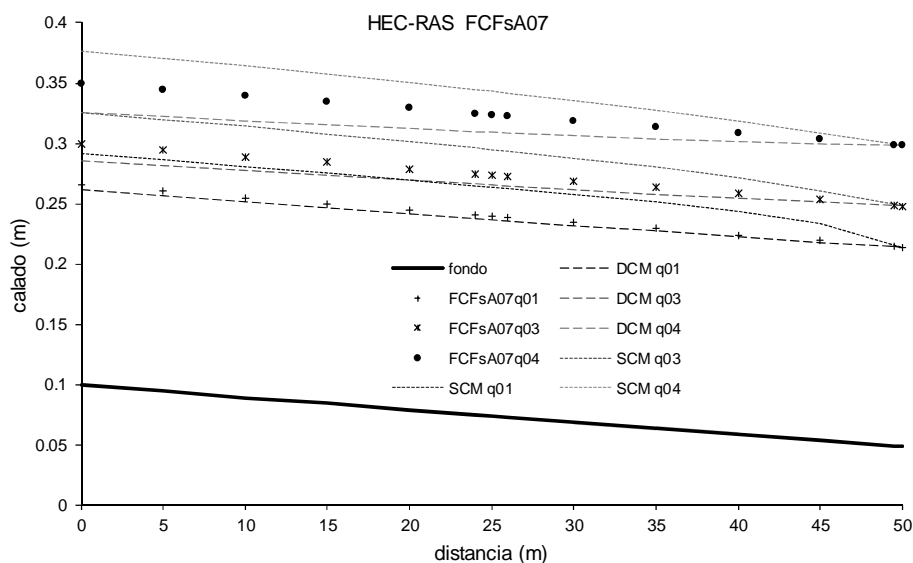


Figura 8.6.31 Perfiles longitudinales obtenidos con HEC-RAS 1D (SCM y DCM) usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFAs07.

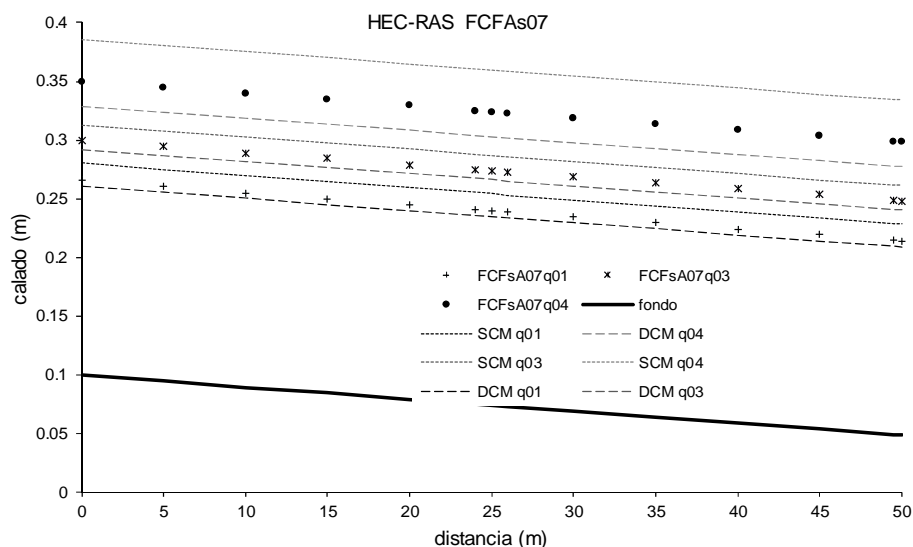


Figura 8.6.32 Perfiles longitudinales obtenidos con HEC-RAS 1D (SCM y DCM) usando la condición de contorno de aguas abajo de régimen uniforme y comparación con los valores medidos en laboratorio para 3 caudales desbordados del FCFAs01.

En cuanto a las velocidades, el modelo 1D muestra también serias deficiencias. En la Fig. 8.6.33 se muestran los valores calculados para los caudales FCFAs07q01 y FCFAs07q02 con el HEC-RAS y los valores de la velocidad promediada en calado obtenidos a partir de los datos del FCF. Aunque en el caudal más pequeño parece que el modelo estima relativamente bien las velocidades del cauce, y peor las de las llanuras, en el caudal más grande muestra una tendencia contraria. Se puede observar que los datos muestran velocidades menores en el cauce para el caudal más grande, debido a la fuerte interacción entre el cauce y las llanuras con mucha rugosidad, mientras que el modelo aumenta las velocidades en el cauce dando valores mucho

mayores que la realidad. En las llanuras también se observan diferencias, aunque mantiene la tendencia de los datos, a mayor caudal mayor velocidad.

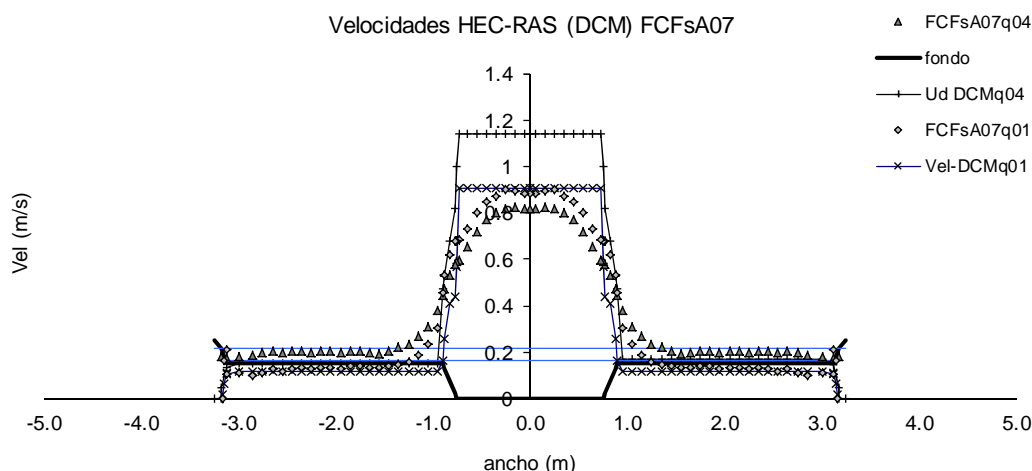


Figura 8.6.33 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en FCF y el obtenido a partir de los valores de caudal y velocidad con HEC-RAS. Valores obtenidos para el caudal más pequeño, q01, y más grande, q04, de la serie FCFsA07.

En resumen, parece claro que en los casos más reales de llanuras vegetadas, con más rugosidad que el cauce, los resultados obtenidos con HEC-RAS son peores que en los casos de llanuras menos rugosas, y no reproducen adecuadamente el fenómeno en los casos en que la rugosidad aumenta con el calado.

Resultados del modelo SRH2D

Como ya se ha comentado anteriormente, en principio era de esperar que los niveles de agua obtenidos con el modelo bidimensional fueran mayores que los medidos y que los obtenidos con el unidimensional. Sin embargo la realidad ha mostrado que debido a la mayor discretización de la malla de volúmenes finitos, los niveles son menores que en HEC-RAS con DCM. En este apartado se comprobará que este efecto se mantiene cuando la rugosidad de las llanuras es mayor que la del cauce.

La rugosidad estimada para el FCF es la misma que ya se utilizó en el modelo unidimensional, y es la que se ha empleado en el modelo SRH2D también.

Tabla 8.6.12 Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales desbordados de las series FCFsA07. Modelo SRH2D.

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente fondo	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad n_c/n_f
FCFsA07q01	0.2332	0.1655	0.001027	0.00083	0.1557	0.01 / 0.0141
FCFsA07q02	0.2540	0.1765	“	0.00074	0.1620	0.01 / 0.0168
FCFsA07q03	0.2998	0.1995	“	0.00059	0.1758	0.01 / 0.0218
FCFsA07q04	0.4238	0.2498	“	0.00048	0.2098	0.01 / 0.0303

Al igual que en los casos de cauce y llanuras lisas, se ejecuta el modelo con las condiciones de contorno de los ensayos y luego se tantean niveles de agua en la condición de contorno de aguas abajo hasta obtener el que garantiza que la pendiente media de agua es igual a pendiente de fondo. En la Tabla 8.6.12 se resumen las características de los ensayos, los valores de las condiciones de contorno en el FCF (caudal, calado y pendiente de fondo), y los valores obtenidos en el cálculo, pendiente de cálculo obtenida en el modelo numérico con las condiciones de los ensayos, y el valor del calado usado como condición de contorno aguas abajo para garantizar que la pendiente de agua sea igual a la del fondo (con un error menor del $\pm 1\%$).

En la Fig. 8.6.34 se muestran los perfiles longitudinales de tres de los caudales estudiados, pudiéndose observar las diferencias entre el perfil obtenido en laboratorio y el estimado por el modelo 2D cuando se usa como condición de contorno aguas abajo la de los ensayos. Si se comparan los valores de la pendiente de cálculo y del calado para régimen uniforme de la serie lisa, FCFsA02, y la rugosa, FCFsA07, se puede comprobar que las pendientes son mucho más pequeñas cuando las llanuras son rugosas, indicando un comportamiento del modelo 2D todavía más diferente del real. Además, comparando con el HEC-RAS (DCM) los resultados son peores pues da pendientes de agua más pequeñas.

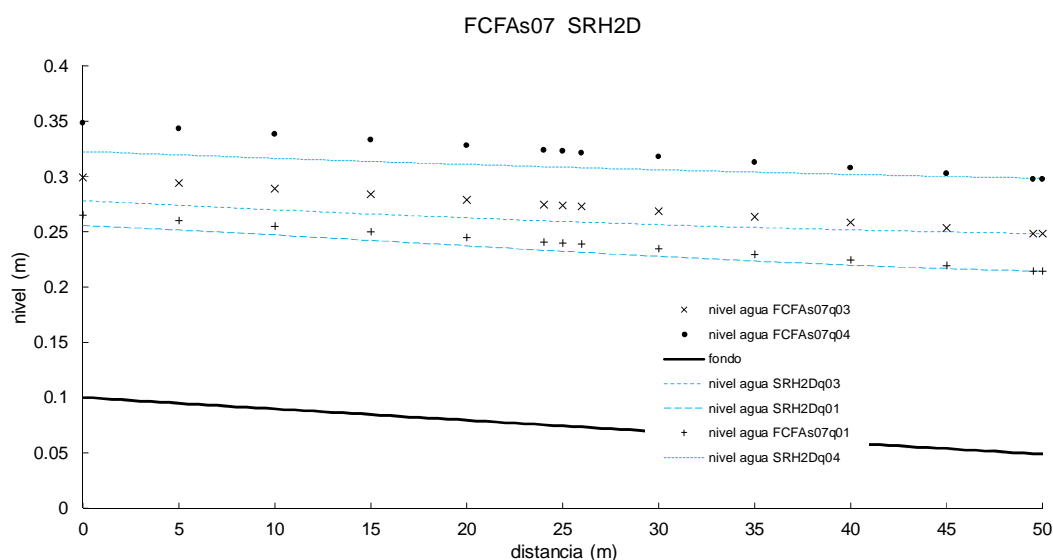


Figura 8.6.34 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH2D para las condiciones de contorno de los experimentos, y comparación con los datos para tres caudales de la serie FCFAs07.

Si se usa como condición de contorno aguas abajo el nivel que permite una pendiente de la línea de agua paralela al fondo, se pueden observar de forma más clara las diferencias de nivel que hay con el modelo bidimensional, ver Fig. 8.6.35. En la figura es evidente que al aumentar el caudal, que supone un aumento del coeficiente de rugosidad, el modelo da peores resultados. Esto indica que el modelo 2D no es capaz de representar completamente el fenómeno de interacción, igual que el modelo 1D.

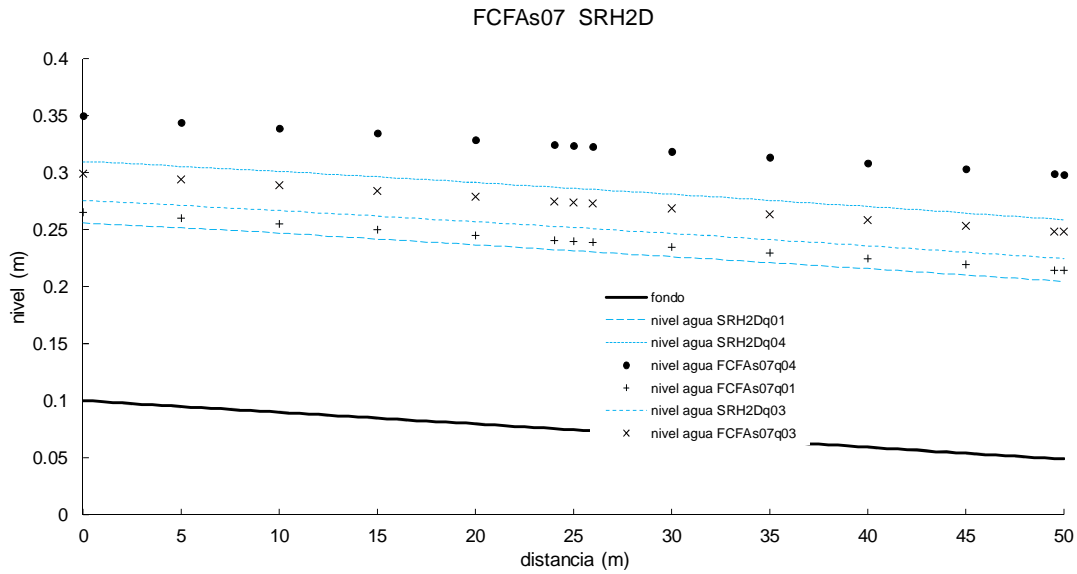


Figura 8.6.35 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH2D usando la condición de pendiente de agua igual al fondo y comparación con los datos para tres caudales de la serie FCFs07.

En cuanto a las velocidades, en la Fig. 8.6.36 se pueden observar los valores de la velocidad promediada en calado calculados con SRH2D en los caudales FCFsA07q01 y FCFsA07q04, y los valores obtenidos a partir de los datos del FCF. La figura muestra el efecto de la interacción entre cauce y llanura en las velocidades del cauce, que disminuyen al aumentar el caudal y con ello la rugosidad de las llanuras. Y muestra además que el modelo 2D no representa ese fenómeno, dando velocidades más altas según aumenta el caudal.

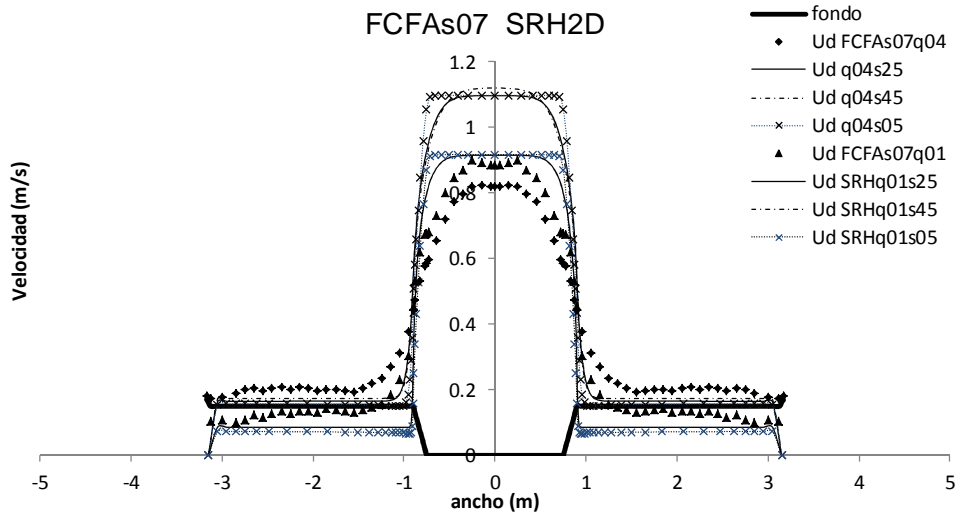


Figura 8.6.36 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el laboratorio FCF y el obtenido a partir de los valores de caudal y velocidad con SRH2D. Valores obtenidos para dos caudales q01 y q04 de la serie FCFsA07 (sección aguas arriba, sección intermedia y sección de aguas abajo).

Resultados del modelo SSIIM3D

Como se ha demostrado con llanuras lisas, en los casos con llanuras rugosas SSIIM3D también debería dar niveles de agua mayores que HEC-RAS y SRH2D.

La rugosidad utilizada inicialmente para el modelo 3D sigue siendo la estimada por Ackers (1992, 1993a), y que se ha utilizado en los modelos 1D y 2D. Sin embargo en SSIIM3D hay que usar la altura de rugosidad, k_s , que para los caudales analizados da valores de 0.00030 m., 0.002332 m., 0.006672 m., 0.0337 m. y 0.2296 m. para los coeficientes de rugosidad de 0.01, 0.0141, 0.0168, 0.0218 y 0.0303 respectivamente.

Tabla 8.6.13. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales desbordados de las series FCFsA07. Modelo SSIIM3D.

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente fondo	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad (nc/nf)
FCFsA07q01	0.2332	0.1655	0.001027	0.00138	0.1831	0.01 / 0.0141
FCFsA07q02	0.2540	0.1765	“	0.00134	0.1929	0.01 / 0.0168
FCFsA07q03	0.2998	0.1995	“	0.00132	0.2162	0.01 / 0.0218
FCFsA07q04	0.4238	0.2498	“	0.00147	0.2799	0.01 / 0.0303

En la Tabla 8.6.13 se muestran los valores de las condiciones de contorno en el FCF (caudal, calado y pendiente de fondo), el valor de la pendiente de cálculo obtenida en el modelo numérico con esas condiciones, y el valor del calado usado como condición de contorno aguas abajo para garantizar el régimen uniforme, o que la pendiente de la línea de agua sea igual a la del fondo (con un error menor del $\pm 1\%$).

En la Fig. 8.6.37 se muestran los perfiles longitudinales del nivel de agua de tres de los caudales estudiados, con las condiciones de los ensayos y la rugosidad del 1D, pudiéndose observar que hay diferencias entre el perfil obtenido en laboratorio y el estimado por el modelo 3D. Sin embargo, y a diferencia del modelo 2D los niveles calculados son mayores que los medidos en todos los caudales. Este resultado muestra que las pérdidas calculadas con el 3D son mayores que con los modelos 1D y 2D.

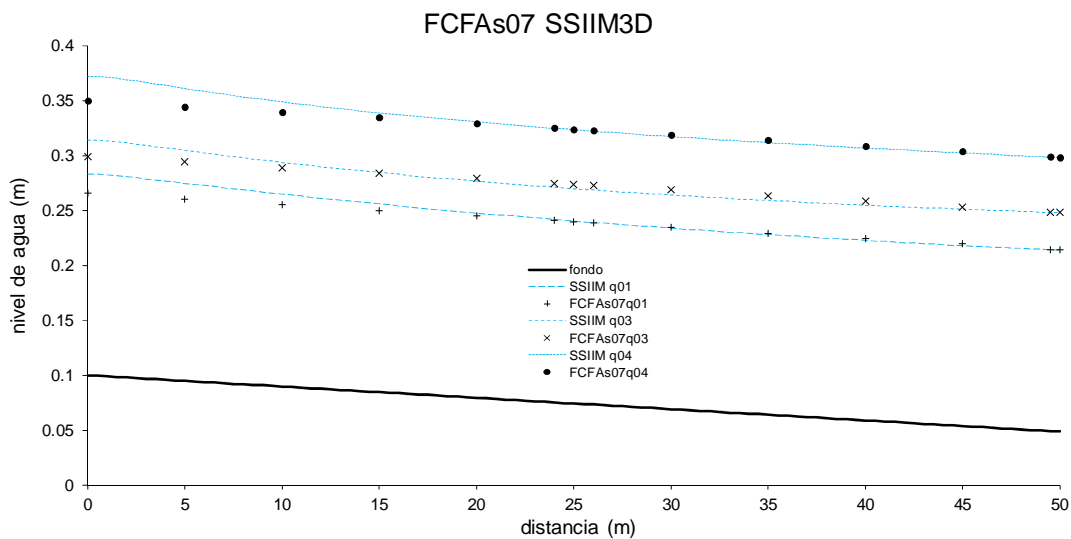


Figura 8.6.37 Perfiles longitudinales obtenidos con SSIIM3D para las condiciones de contorno de los experimentos, y comparación con los datos para tres caudales de la serie FCFsA07.

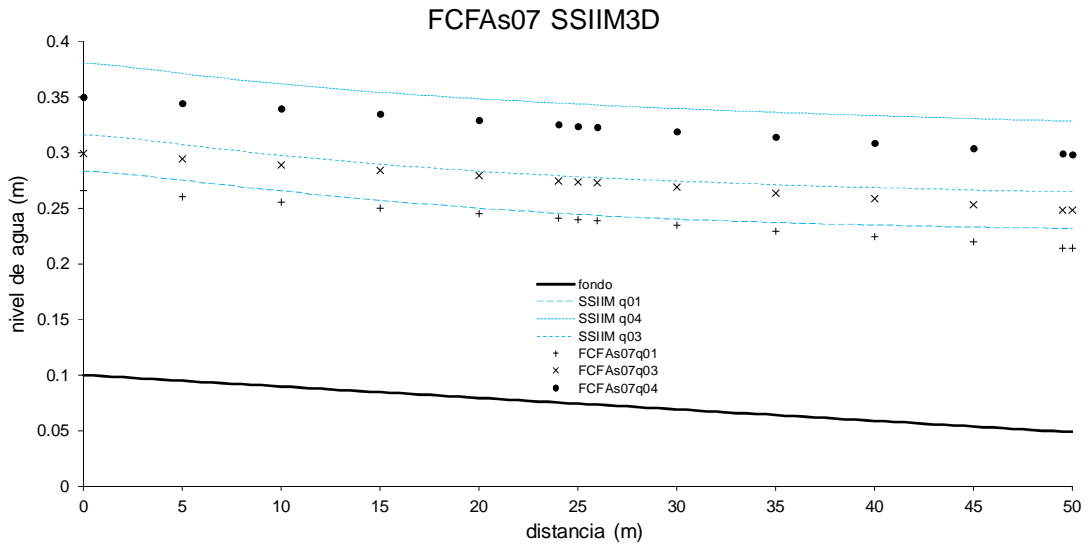


Figura 8.6.38 Perfis longitudinais obtidos com SSIIM3D usando a condição de inclinação de água igual ao fundo e comparação com os dados para três vazões da série FCFAs07.

Como a inclinação de água calculada é maior que a medida, se tentam na seção de águas abaixo calados maiores para obter uma inclinação média da linha de água igual que a do fundo. Estes calados se mostram na Tabela 8.6.15 e na Fig. 8.6.38. Se pode observar que a linha de água não é paralela à do fundo, embora sim a inclinação média entre as seções de águas abaixo e águas acima. Isso indica que a condição de contorno de águas acima impõe um calado que é forçado pelo vazão e a distribuição de velocidades atribuída pelo modelo 3D. Com a condição de contorno de SSIIM3D na seção de águas acima, não é possível obter uma linha de água paralela ao fundo.

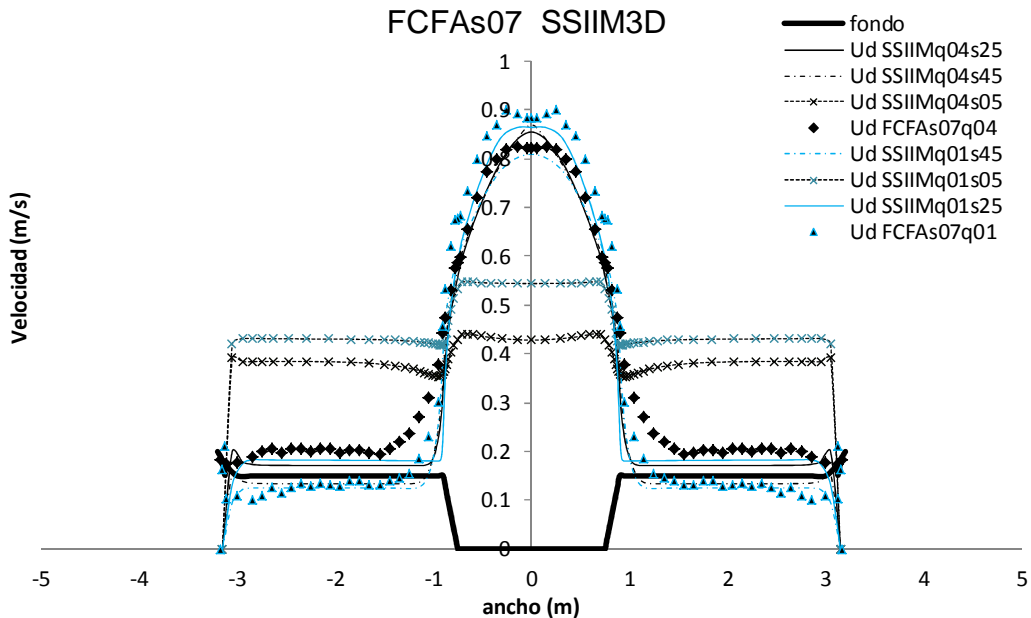


Figura 8.6.39 Perfil transversal de velocidade média em calado. Comparação entre o valor medido no FCF e o obtido com SSIIM. Valores obtidos nos vazões FCFsA07q01 e FCFsA07q04 nas seções de águas acima, s05, intermediária, s25, e águas abaixo, s45.

La Fig. 8.6.39 muestra las velocidades promediadas en calado para el caudal más grande y el más pequeño en tres secciones, la de aguas arriba, la de aguas abajo y la intermedia, como ya ocurriera en el modelo SRH2D y en las series lisas, la distribución de velocidades varía de sección en sección a lo largo del canal. La sección intermedia representaría la distribución de velocidades calculada por el modelo 3D en cualquier sección que estuviera fuera de la zona de influencia de las condiciones de contorno. El ajuste de las velocidades en la sección intermedia parece bueno en la zona del cauce pero un poco alejado de los datos en las llanuras. Hay que destacar que, mientras que en el caudal FCFsA07q01 la velocidad calculada en las llanuras es mayor que la medida, en el caudal FCFsA07q04 ocurre lo contrario. Según la figura parece que se compensaría así la mayor velocidad del cauce en el caso del q04, aunque no se puede confirmar esta hipótesis. Lo que sí se confirma es que es una evolución que se observa en los cuatro caudales, es decir el valor medio de velocidad calculada en las llanuras en el q01 es más alto que los datos, pero la diferencia va disminuyendo a medida que aumenta el caudal, siendo menor en el q04.

Como resumen de los resultados obtenidos con SSIIM3D, y de todos los modelos, se debe decir que hay diferencias importantes entre todos los modelos así como entre éstos y los datos. La Fig. 8.6.40 muestra los perfiles de agua del caudal más alto y del más bajo, viéndose la gran separación que hay entre ellos, especialmente en el caudal alto, FCFsA07q04. Lo más significativo es que aparentemente el mejor método es el DCM, que ha sido el más usado tradicionalmente en este tipo de cauces de sección compuesta, y que sirve de referencia para mostrar las supuestas mejoras de los demás métodos o modelos. Sin embargo y a pesar de los buenos resultados obtenidos con el DCM sigue sin ser un método fiable por varios motivos. El primero es que siempre da niveles menores que los reales, con el peligro de estar considerando que los niveles de inundación serán menores que los que en realidad se darán. El segundo motivo es que da mayores diferencias cuanto más diferencia de rugosidad hay entre la llanura y el cauce, algo muy común en la inmensa mayoría de los cauces naturales y/o artificiales.

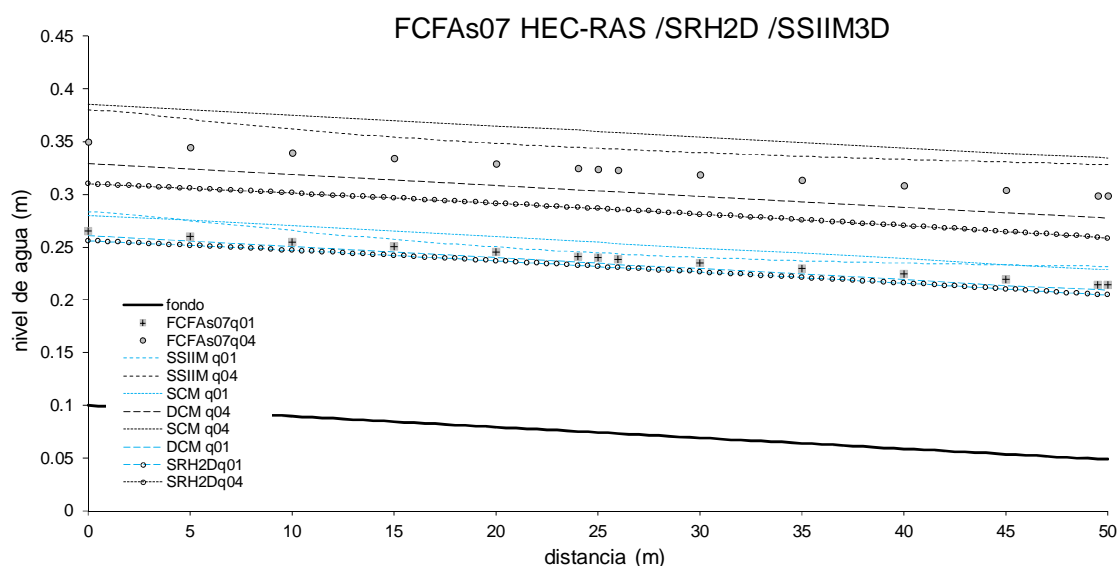


Figura 8.6.40 Perfiles longitudinales obtenidos con todos los modelos, HEC-RAS (SCM y DCM), SRH 2D y SSIIM 3D y comparación con los valores medidos en laboratorio para los caudales mayor y menor con llanuras vegetadas, FCFsA07q04 y q01.

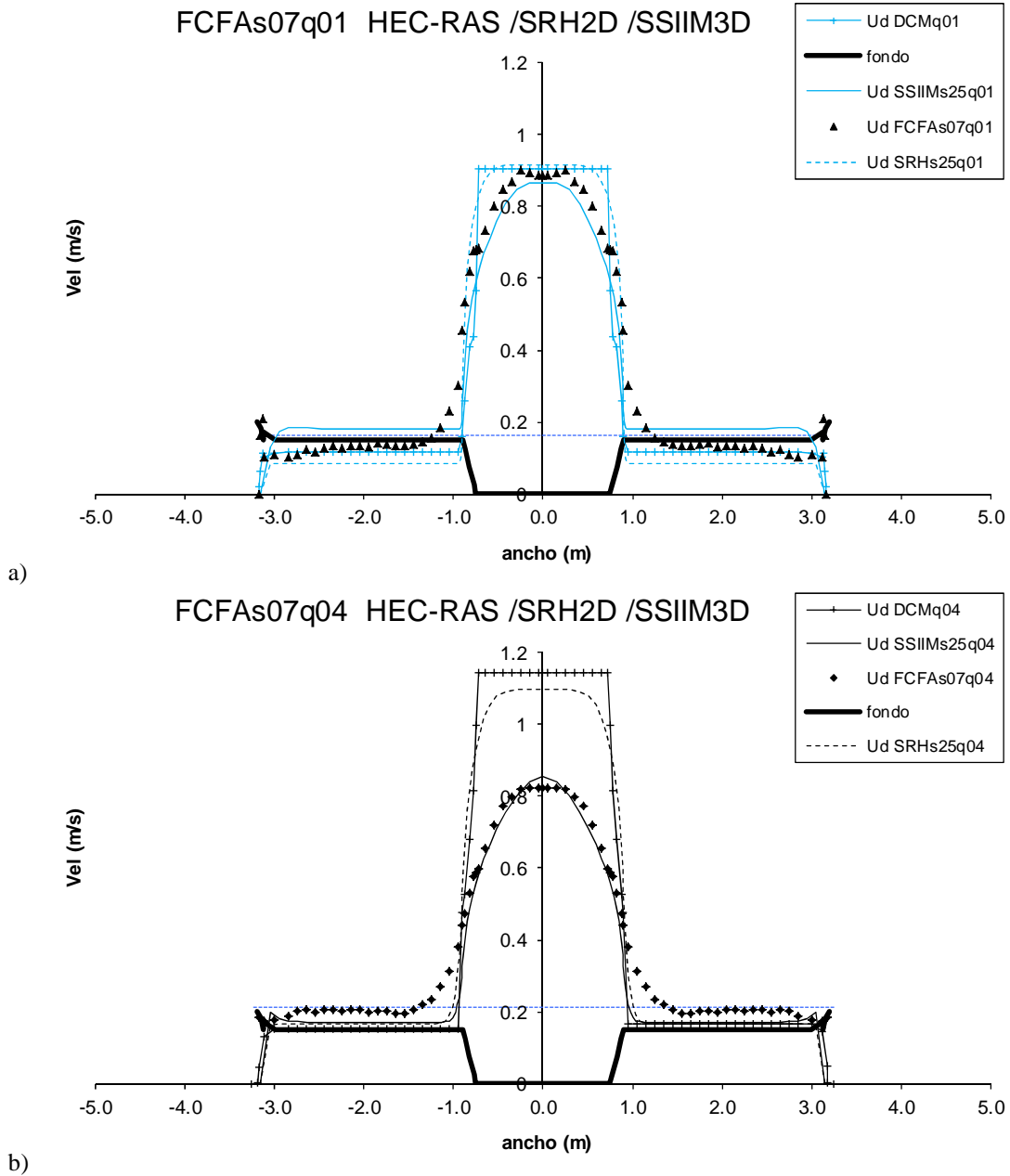


Figura 8.6.41 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido y los valores calculados con los modelos HEC-RAS (DCM), SRH2D y SSIIM3D en la sección intermedia, para los caudales mayor, FCFsA07q04, y menor, FCFsA07q01, de la serie FCFsA07.

En cuanto a velocidades, en la Fig. 8.6.41 se han representado todas las distribuciones obtenidas en la sección intermedia con los diferentes modelos analizados. Se puede observar claramente como el ajuste en los tres modelos, para el caudal más pequeño de la serie, FCFsA07q01, es mucho mejor que para el caudal más grande, FCFsA07q04. Este resultado demuestra que tanto el modelo 1D como el 2D son incapaces de representar el fenómeno de interacción con llanuras muy rugosas, que explica por qué las velocidades en el cauce son menores para el caudal más grande. Por otra parte es importante señalar cómo a pesar de que el modelo 3D representa bastante bien las velocidades en el cauce, falla también en las llanuras. Ninguno de los tres modelos muestra un buen comportamiento en las velocidades de las llanuras, seguramente debido

a que la diferencia en los niveles de agua tiene más influencia en esas zonas de calado más pequeño. Por esta razón los tres modelos dan velocidades muy similares para el caudal grande, más calado, y sin embargo se separan mucho en el caudal pequeño, menor calado. Estos resultados son decepcionantes en tanto se esperaba más de los modelos 2D y 3D, dado que los resultados del 1D eran ya conocidos de antemano. Aunque también es verdad que trabajos anteriores en estas mismas geometrías (Wilson et al, 2002 y Rameshwaran y Naden, 2003) permitían intuir que ni los modelos 2D, ni los 3D, en $k-\epsilon$, son capaces de reproducir correctamente el fenómeno de interacción entre cauce y llanura en cauces rectos, sin una compleja calibración de los coeficientes de rugosidad (Vionet et al, 2004).

8.6.4. Flujo desbordado en cauce sinuoso y llanuras de inundación sin vegetación.

Una vez se han analizado los resultados de los modelos 1D, 2D y 3D en cauces con planta prismática, se pasa a analizar el comportamiento de los mismos modelos en un cauce de planta sinuosa. Los datos utilizados son los del modelo reducido del río Besós que ya fueron analizados en profundidad en el capítulo anterior. Antes de presentar los resultados hay que decir que el análisis en planta recta permite concluir que los modelos 1D, 2D y 3D utilizados no son capaces de representar completamente el fenómeno de la interacción turbulenta, sin embargo cuando el cauce es sinuoso ya se demostró en el Cap. 7 que este fenómeno tiene menos importancia. En los casos de planta no prismática el intercambio de caudal puede representar un porcentaje muy grande en las pérdidas debidas a la interacción entre el cauce y las llanuras, y el comportamiento de los modelos no tiene por qué ser el mismo que en cauces rectos.

Resultados del modelo HEC-RAS

Cuando el cauce es sinuoso el HEC-RAS propone aumentar el coeficiente de rugosidad multiplicando por un factor de corrección por meandros, este factor varía entre 1.0 (sinuosidad menor que 1.2) y 1.3 (sinuosidades mayores que 1.5). En el caso que nos ocupa, como el cauce del río Besós presenta una sinuosidad de 1.05, no se ha utilizado este factor de corrección. En la Fig. 8.6.42 se muestran los perfiles longitudinales de los caudales sin plantas. Se puede observar que no hay diferencias importantes entre el perfil obtenido en laboratorio y el estimado por el modelo HEC-RAS con los métodos DCM y SCM. Al ser la misma rugosidad en cauce y llanuras y los calados de la llanura mayores que los de cauce lleno, las velocidades en cauce y la llanura son similares y las pérdidas por interacción son pequeñas. Esto hace que los resultados obtenidos con DCM y SCM sean parecidos y muy cercanos a los calados medidos.

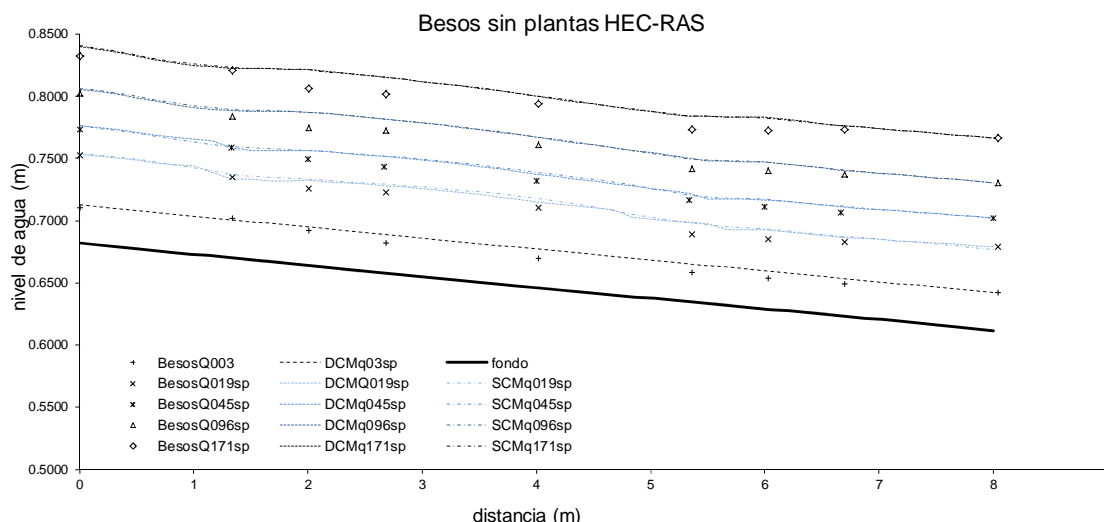


Figura 8.6.42 Perfiles longitudinales obtenidos con HEC-RAS (SCM y DCM) usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para los caudales sin plantas del Besós.

En estos casos el régimen no es perfectamente uniforme, y dado que no se aprecian grandes diferencias entre los valores medidos y los obtenidos con HEC-RAS, no se muestran los perfiles que garantizan el régimen de los ensayos. En la Tabla 8.6.14, no obstante, se muestran los calados que darían una pendiente media entre el nivel de agua de la entrada y de la salida igual a la de los datos. Además se muestran los valores de la rugosidad estimada en los experimentos para las gravas del modelo reducido.

Tabla 8.6.14 Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales de la serie sin plantas del Besós. Modelo HEC-RAS con DCM.

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente medida	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad (nc/nf)
Bes.Q003	0.0036	0.0306	0.008561	0.008741	0.0322	0.025
Bes.Q019sp	0.01896	0.0671	0.009273	0.009332	0.0675	0.025 / 0.025
Bes.Q045sp	0.04666	0.0907	0.008898	0.009296	0.0937	“
Bes.Q096sp	0.09633	0.1187	0.009036	0.009429	0.1217	“
Bes.Q171sp	0.17126	0.1547	0.008286	0.009222	0.1620	“

En cuanto a las velocidades, la distribución lateral de velocidades dada por HEC-RAS y basada en el calado en cada punto se muestra en la Fig. 8.6.43, donde se pueden ver las distribuciones calculadas con HEC-RAS para dos de los caudales estudiados (BesosQ171sp y BesosQ045sp), y los valores de la velocidad promediada en calado obtenidos a partir de los datos del Besós. Se puede observar que en las llanuras el valor obtenido con HEC-RAS es muy diferente al medido, habiendo en el cauce menores diferencias. Esto es debido a la transferencia de caudal del cauce a las llanuras. Además se muestra como la velocidad máxima no se produce en el centro del cauce sino que se desplaza hacia la llanura interior, la que recibe agua del cauce en la sección de aguas arriba. Ninguno de estos dos fenómenos es representado por el modelo 1D.

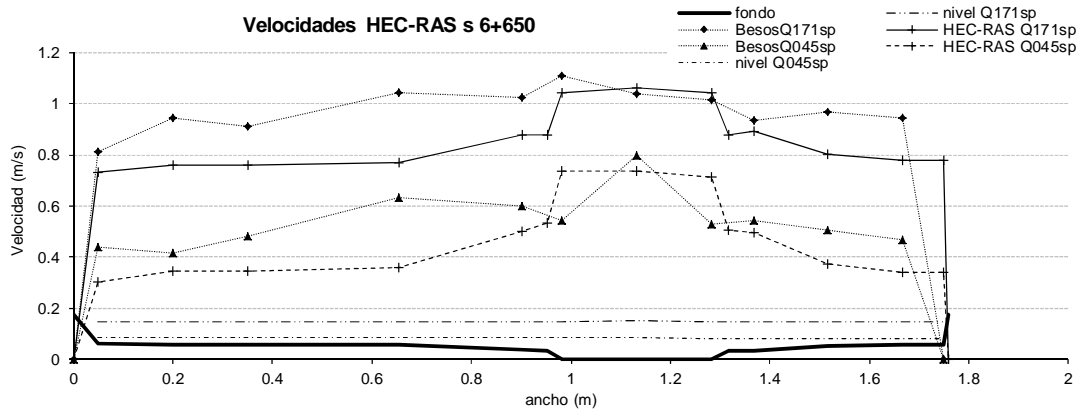


Figura 8.6.43 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el modelo reducido del Besòs y el obtenido a partir de los valores de caudal y velocidad con HEC-RAS. Valores obtenidos para los casos Besòs Q045sp y Q171sp.

Resultados del modelo SRH2D

Los resultados obtenidos en los casos de cauce recto mostraban que el modelo SRH2D da niveles menores que el HEC-RAS (DCM) y que los datos. En el caso de cauce sinuoso es de esperar que el modelo bidimensional represente mejor que el unidimensional el fenómeno de transferencia de caudal entre el cauce y las llanuras y que los niveles de agua se asemejen más a la realidad, anulando el efecto de la discretización de la malla. No obstante, ya se ha visto en el apartado anterior que para los caudales estudiados los niveles de agua del modelo 1D son suficientemente buenos.

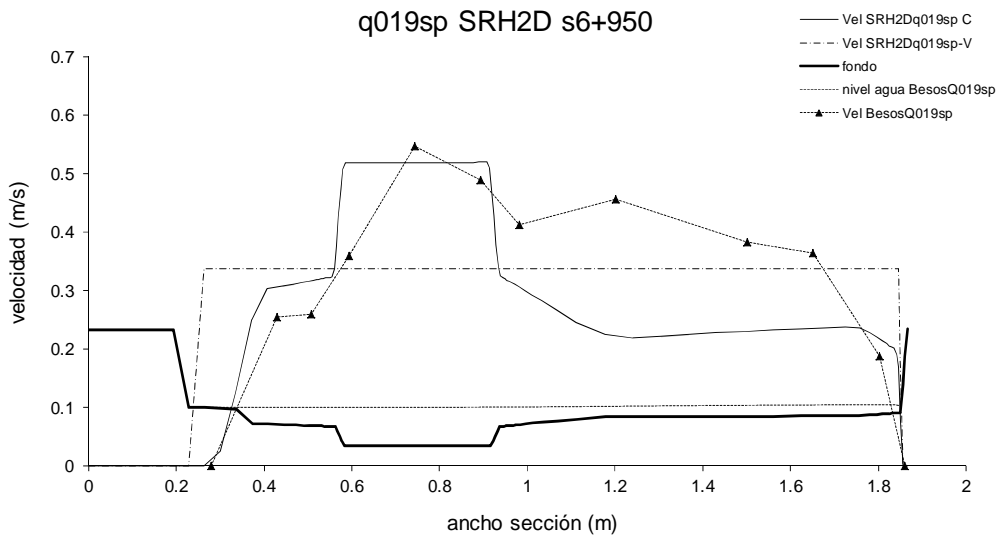


Figura 8.6.44 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido del Besòs y el calculado en la sección de aguas arriba para las dos opciones del SRH2D en el caso BesosQ019sp: reparto velocidad constante, V, y reparto capacidad, C.

Para las condiciones y parámetros de la modelación, se ha seguido el mismo criterio usado en los casos de cauce recto. En principio el reparto del caudal en la sección de aguas arriba se ha establecido usando la opción de reparto en función de la capacidad de transporte de cada elemento en que se discretiza la malla. No obstante, y con el fin de conocer cuál de las opciones disponibles en el modelo puede ser la mejor para el

problema de cauce sinuoso, se han aplicado al caudal más pequeño, BesosQ019sp, las dos opciones, la de reparto según la capacidad y la del caudal con velocidad uniforme. En la Figura 8.6.44 se muestran las distribuciones de velocidades en la sección de aguas arriba obtenidas para las dos opciones. Se puede ver que ninguno de los repartos se aproxima a la distribución medida en laboratorio, aunque el de la capacidad hidráulica representa la diferencia de velocidad entre el cauce y las llanuras. Estos repartos dan los niveles de agua de la Fig. 8.6.45, observándose que el reparto según la capacidad da calados más alejados de los datos que el de velocidad uniforme. Sin embargo, el reparto usado en este capítulo será el de la capacidad hidráulica porque es el más común y por comparación con los resultados obtenidos en cauce recto. Además en la Fig. 8.6.45, se puede observar que la influencia de la condición de contorno acaba antes del primer meandro (sección 6+650, a 4 m de distancia). Es importante destacar este resultado porque en el caso de cauce recto la influencia de la condición de contorno de aguas arriba parecía afectar a toda la malla.

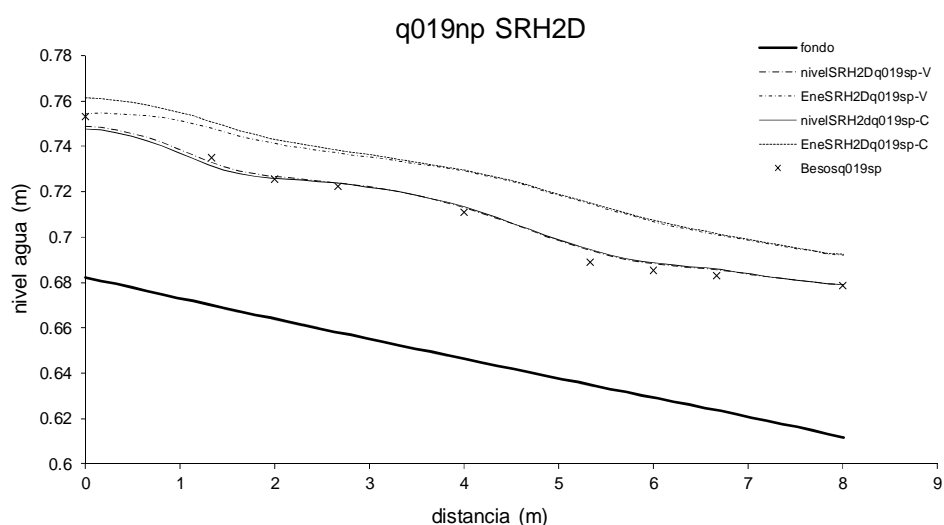


Figura 8.6.45 Perfiles longitudinales de nivel de agua y energía (Ene) obtenidos con SRH 2D con las dos opciones de reparto del caudal en la sección de aguas arriba: velocidad constante, SRH2Dq019sp-V y capacidad hidráulica, SRH2Dq019sp-C. Niveles en el centro del cauce.

Considerando por tanto la distribución según la capacidad, en la tabla 8.6.15 se resumen los valores de las condiciones de contorno en los experimentos del Besós sin plantas (caudal, calado y pendiente de fondo) y que son las usadas en el primer caso ejecutado en el modelo. El modelo de turbulencia usado es el de $k-\epsilon$.

Tabla 8.6.15 Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo para garantizar el régimen uniforme. Caudales de la serie Besós sin plantas y caudal confinado, Bes.Q003. Modelo SRH2D.

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente medida	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad nc/nf
Bes.Q003	0.0036	0.0306	0.008561	0.008676	0.0315	0.025
Bes.Q019sp	0.01896	0.0671	0.009273	0.008703	0.0622	0.025 / 0.025
Bes.Q045sp	0.04666	0.0907	0.008898	0.008634	0.0883	“
Bes.Q096sp	0.09633	0.1187	0.009036	0.008932	0.1179	“
Bes.Q171sp	0.17126	0.1547	0.008286	0.008585	0.1570	“

Con la rugosidad estimada para el fondo de gravas del modelo reducido del Besós, Tabla 8.6.17, los resultados obtenidos usando las condiciones de contorno de los experimentos se muestran en la Fig. 8.6.46, donde se observa que la pendiente calculada es menor que la medida para los caudales desbordados sin plantas, excepto para el caudal mayor, ver Tabla 8.6.17. Además las pendientes calculadas son siempre menores que las obtenidas con el 1D (Tabla 8.6.16), mostrando que el efecto de la discretización de la malla es también importante cuando el cauce es sinuoso.

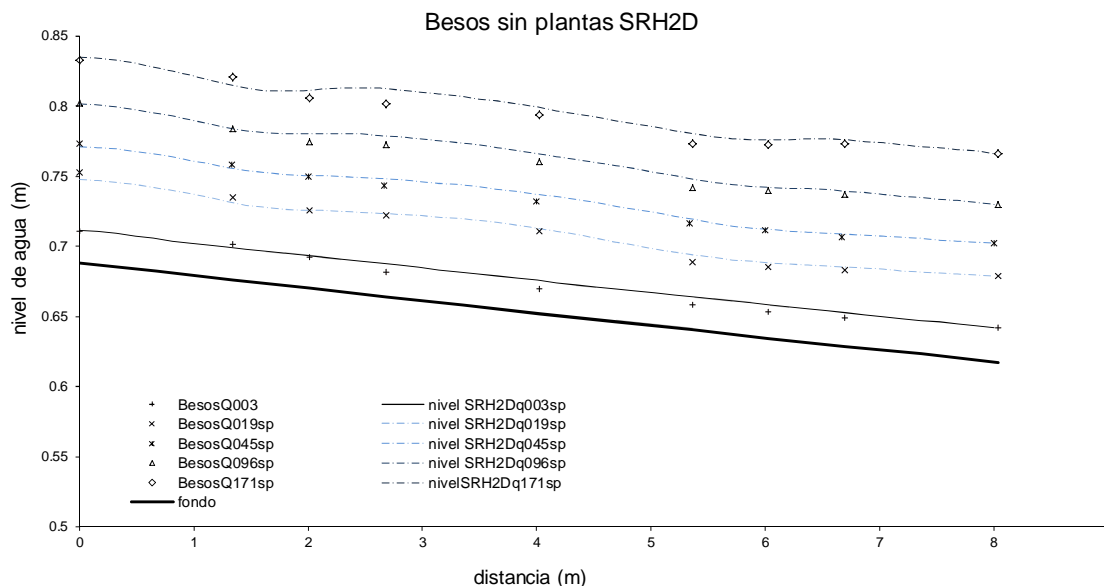


Figura 8.6.46 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH2D usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para los caudales sin plantas del modelo del Besós.

A continuación se tantean niveles de agua en la condición de aguas abajo hasta obtener aquel que garantiza la misma pendiente de agua de los experimentos entre la sección de aguas abajo y la de aguas arriba. En la Tabla 8.6.16 se muestra el valor del calado usado como condición de contorno aguas abajo para garantizar que la pendiente promedio entre el nivel de agua de aguas arriba y de aguas abajo sea igual que la de los ensayos (con un error menor del $\pm 1\%$). Se puede observar que para el caudal confinado en el cauce el modelo bidimensional da una pendiente mayor que la de los ensayos, igual que para el caudal desbordado más grande. Sin embargo, en los caudales intermedios la pendiente de cálculo es menor, es decir el modelo 2D da menos pérdidas. Algo parecido se observó con los datos del FCF, donde la pendiente de cálculo en el caudal confinado y en el caudal más grande era mayor que en los intermedios. Esto es normal por el hecho de que para los caudales de pequeño desbordamiento, las pérdidas debidas a la interacción cauce-llanuras es mayor y el SRH2D no las simula completamente. Para el caudal confinado en el cauce y el mayor de los desbordados el flujo se asemeja más a un flujo unidimensional, las pérdidas por interacción son pequeñas, y las calculadas por el modelo 2D son más aproximadas a las reales. En la Fig. 8.6.47 se pueden observar los perfiles longitudinales de los niveles de agua con los calados que garantizan la misma pendiente de agua que los experimentos. Es de destacar que en general la forma de los perfiles se adapta bien a los datos, demostrando que el modelo bidimensional representa correctamente el fenómeno del flujo desbordado en un cauce sinuoso. Sin embargo hay que señalar que las pendientes de agua son siempre

menores que las del 1D, como en los resultados del FCF, demostrando que los efectos de la discretización y de la condición de contorno todavía son importantes cuando el cauce es sinuoso.

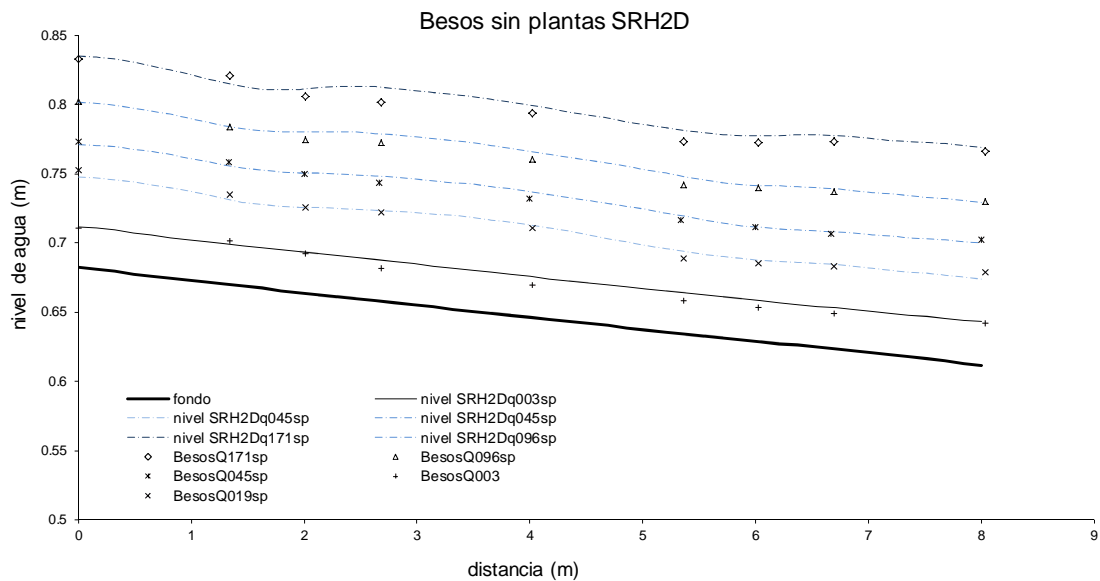


Figura 8.6.47 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH2D usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para los caudales del Besos con las llanuras sin plantas.

Analizando las distribuciones de velocidades en las secciones de aguas arriba (s6+350), intermedia (s6+650) y de aguas abajo (s6+950), todas ellas correspondientes a secciones en la curva, ver Figs. 8.6.48 y 8.6.49, se pueden observar las diferencias entre el modelo 2D y las medidas. En la sección de contorno de aguas arriba la distribución es la que se había impuesto en las condiciones de entrada, haciendo el reparto entre cada uno de los nodos según la capacidad de transporte de cada elemento. Esta distribución da velocidades en el cauce similares a las medidas para todos los caudales, aunque sin la característica de que la velocidad es mayor en la margen interior del cauce, la que desborda hacia la llanura que recibe agua del cauce desde aguas arriba. El modelo, sin embargo, subestima claramente las velocidades de la llanura interior, la que recibe agua del cauce, debido a que la velocidad del modelo en la sección de aguas arriba está definida únicamente por la rugosidad y el calado. Una vez que se desarrolla el flujo según las ecuaciones propias del 2D, sección s6+650, el perfil de velocidades se aproxima más a la realidad, aunque las velocidades calculadas con SRH2D son menores que las medidas en la llanura interior, para todos los caudales. Si consideramos la distribución en la sección s6+950 de aguas arriba como la que daría un unidimensional y la de la sección s6+350 de aguas abajo la que da el bidimensional, parece que las mejoras del modelo 2D afectan sobre todo al cauce, quedando las velocidades en las llanuras todavía bajas. Estos resultados coinciden con los obtenidos por Wilson et al (2003) y Rameshwaran y Shiono (2003) para las series B del FCF, con cauce meandriforme. Así pues se confirma que los modelos 2D no representan del todo bien la transferencia de caudal en cauces meandriformes.

Como resumen de los resultados de SRH2D, se debe decir que aunque es evidente que el modelo 2D mejora la distribución de velocidades respecto a los modelos 1D, los niveles de agua obtenidos con SRH2D son más bajos que los de HEC-RAS (DCM).

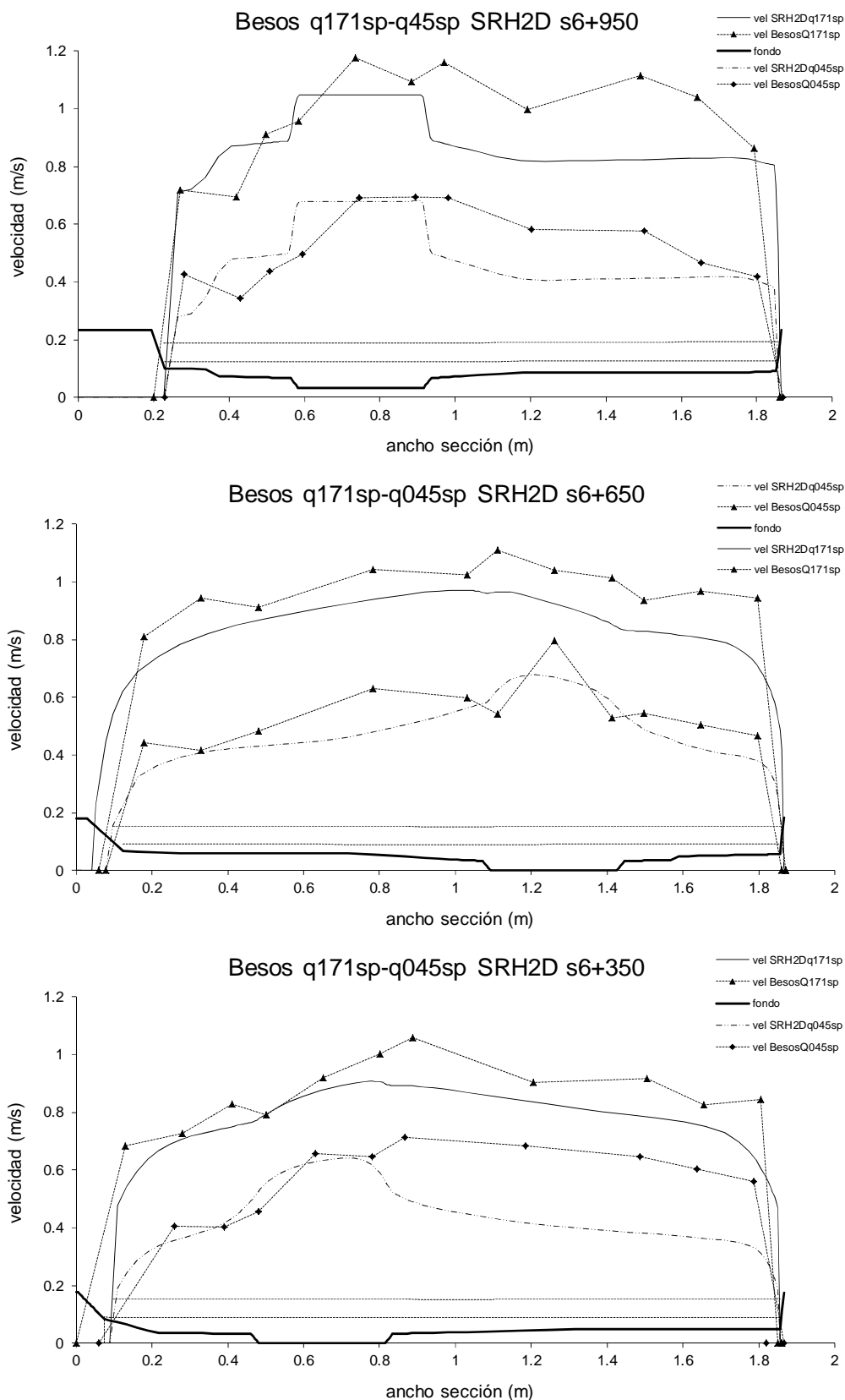


Figura 8.6.48 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el modelo reducido del Besòs y el obtenido con SRH2D, para dos caudales, BesosQ045sp y BesosQ171sp en sección de aguas abajo, s6+350, sección en la curva intermedia, s6+650 y sección de aguas arriba, s6+950.

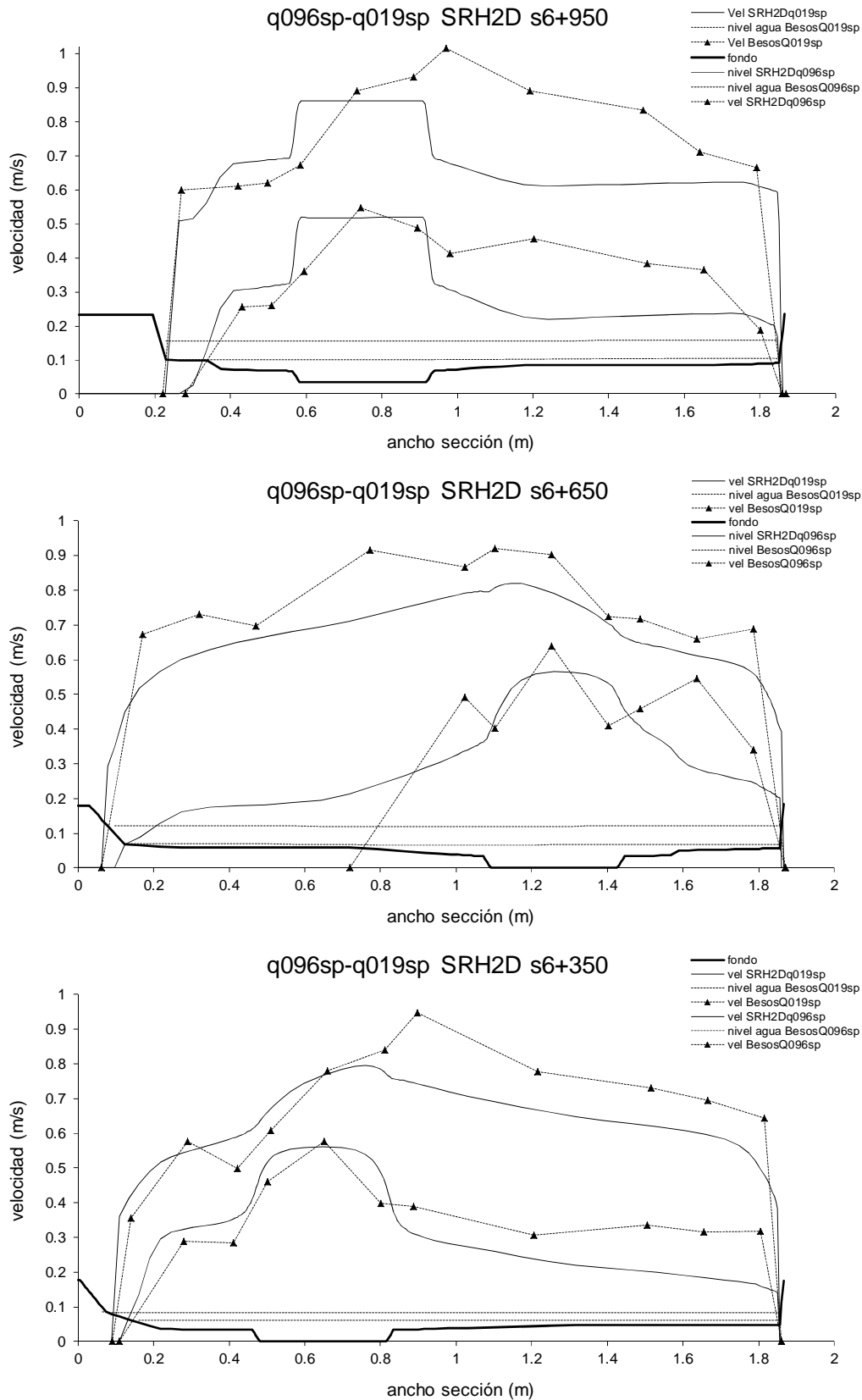


Figura 8.6.49 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el modelo reducido del Besòs y el obtenido con SRH2D, para dos caudales, BesosQ019sp y BesosQ096sp en sección de aguas abajo, s6+350, sección en la curva intermedia, s6+650 y sección de aguas arriba, s6+950.

Resultados del modelo SSIIM3D

La rugosidad utilizada con el modelo SSIIM3D sigue siendo la estimada para el modelo reducido del río Besós y que se obtuvo aplicando la fórmula de Manning a un canal rectangular con el mismo material que el modelo. El valor del coeficiente de Manning obtenido es de 0.025, que transformado en altura de rugosidad, k_s , da un valor de 0.07245 m.

En primer lugar se ejecuta el modelo con las condiciones de contorno usadas en los experimentos. Los resultados son analizados para comprobar el comportamiento del modelo con datos reales. Además, en la condición de contorno de aguas abajo se van a tantear niveles de agua hasta obtener el que garantiza que la pendiente media de agua es igual a la de los ensayos. En la Tabla 8.6.16 se muestran los valores de las condiciones de contorno en el Besós (caudal, calado y pendiente de fondo), el valor de la pendiente de cálculo obtenida en el modelo numérico con esas condiciones, y el valor del calado usado como condición de contorno aguas abajo para garantizar que la pendiente de la línea de agua es igual a la de los ensayos (con un error menor del $\pm 1\%$).

Tabla 8.6.16 Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo que garantizan el régimen uniforme. Caudales de la serie Besos sin plantas. Modelo SSIIM3D.

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente medida	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad nc/nf
Bes.Q003	0.0036	0.0306	0.008561	0.009335	0.0372	0.025
Bes.Q019sp	0.01896	0.0671	0.009273	0.009293	0.0671	0.025 / 0.025
Bes.Q045sp	0.04666	0.0907	0.008898	0.009701	0.0971	“
Bes.Q096sp	0.09633	0.1187	0.009036	0.01018	0.1278	“
Bes.Q171sp	0.17126	0.1547	0.008286	0.01002	0.1685	“

La Fig. 8.6.50 muestra los perfiles longitudinales de los caudales sin plantas aplicando las condiciones de contorno de los experimentos. Se puede observar que hay diferencias importantes entre el perfil medido en laboratorio y el estimado por el modelo 3D. A diferencia del modelo 2D, los niveles calculados son más altos que los medidos en todos los casos. Este resultado muestra que las pérdidas calculadas con el modelo 3D son mayores que con el 1D y 2D. Podía esperarse sin embargo, un resultado más cercano al SRH2D, dado que el modelo de turbulencia utilizado es el mismo, el $k-\epsilon$, pero como ya se ha explicado, hay varios factores que pueden influir en el resultado, entre ellos las pérdidas debidas a la variación de la ley logarítmica, la difusión numérica del modelo, o el reparto de la velocidad en la sección de contorno de aguas arriba.

Como la pendiente de agua calculada es mayor que la medida, se tantean calados hasta obtener el que garantiza que la pendiente media sea igual que la de los ensayos, ver Tabla 8.6.18. La Fig. 8.6.51 muestra los nuevos niveles de agua, observándose que los niveles de agua obtenidos con SSIIM3D son mayores que los datos. La razón podría estar en la distribución de las velocidades en la sección de aguas arriba. En estos cálculos se ha empleado el reparto de las velocidades por defecto en la sección de entrada. En los casos de cauce recto se ha observado que la influencia de la condición de contorno de aguas arriba eleva los niveles de agua. Al final del capítulo se analizará la influencia de la condición de contorno en estos casos de cauce sinuoso con SSIIM3D.

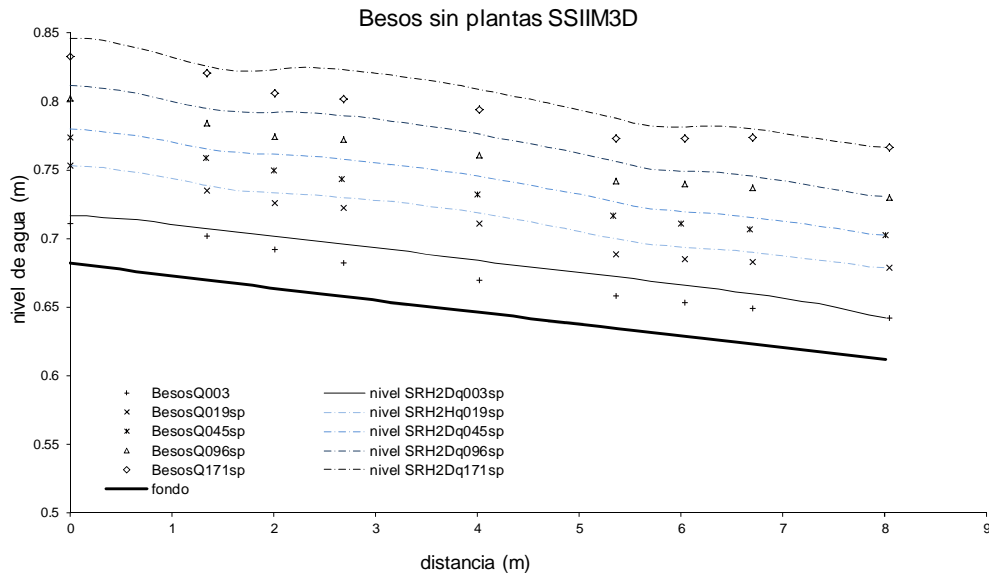


Figura 8.6.50 Perfis longitudinais obtidos com SSIIM3D em las condiciones de los experimentos y comparación con los niveles medidos en el modelo del Besos sin plantas.

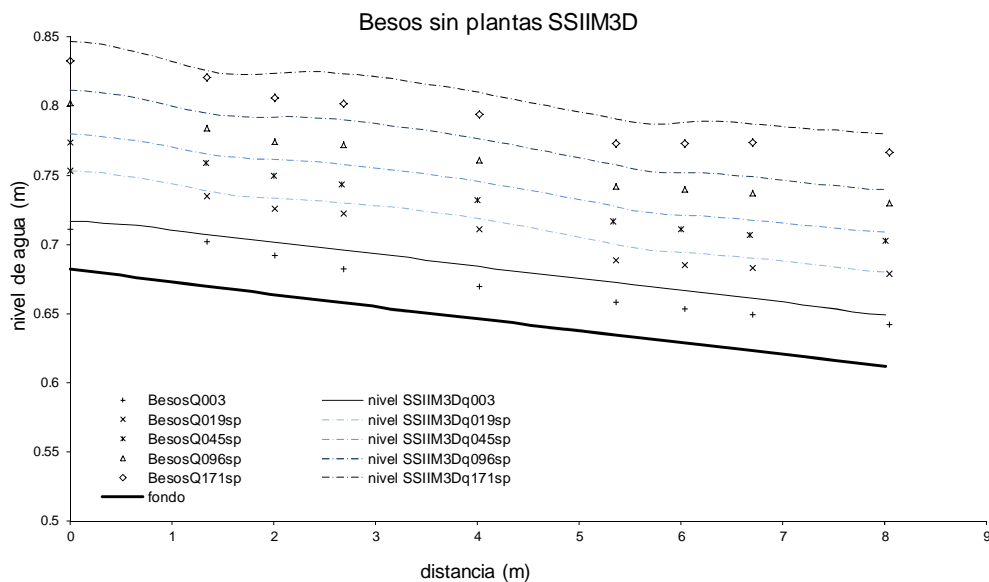


Figura 8.6.51 Perfis longitudinais obtidos com SSIIM3D en régimen quasi-uniforme y comparación con los niveles medidos en el modelo del Besòs en los caudales sin plantas.

Las distribuciones de velocidades en las secciones de aguas arriba, intermedia y de aguas abajo, se muestran en las Figs. 8.6.52 y 8.6.53. El modelo 3D pide como condición de contorno en la sección de aguas arriba el caudal total de entrada, haciendo el reparto entre cada uno de los nodos mediante la distribución mostrada en las figuras (s6+950). Este reparto de velocidad es mejor que el de velocidad uniforme pero tampoco se ajusta a la realidad de los ríos con llanuras. Una vez que se desarrolla el flujo según las ecuaciones propias del modelo 3D, el perfil de velocidades se aproxima más al real, sección intermedia, se25. Según nos acercamos a la sección de aguas abajo, se50, los valores se ajustan para cumplir con la condición de calado/caudal impuesta. Aunque la forma de la distribución de velocidades se aproxima a las medidas, los valores son menores porque los niveles de agua son más altos y las velocidades deben cumplir la continuidad del caudal.

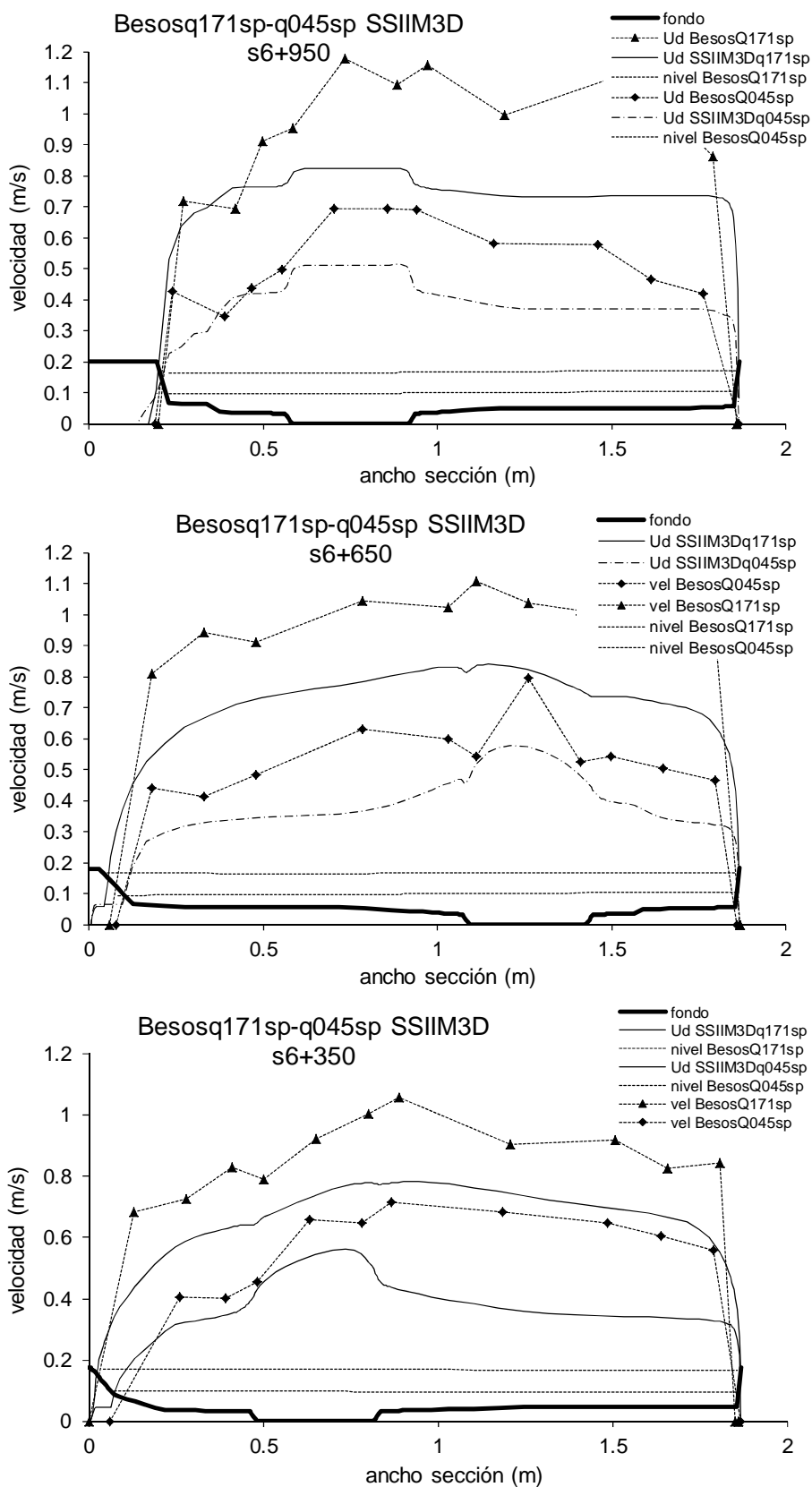


Figura 8.6.52 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el laboratorio FCF y el obtenido con SSIM3D. Valores obtenidos para dos de los caudales BesosQ045sp y BesosQ171sp.

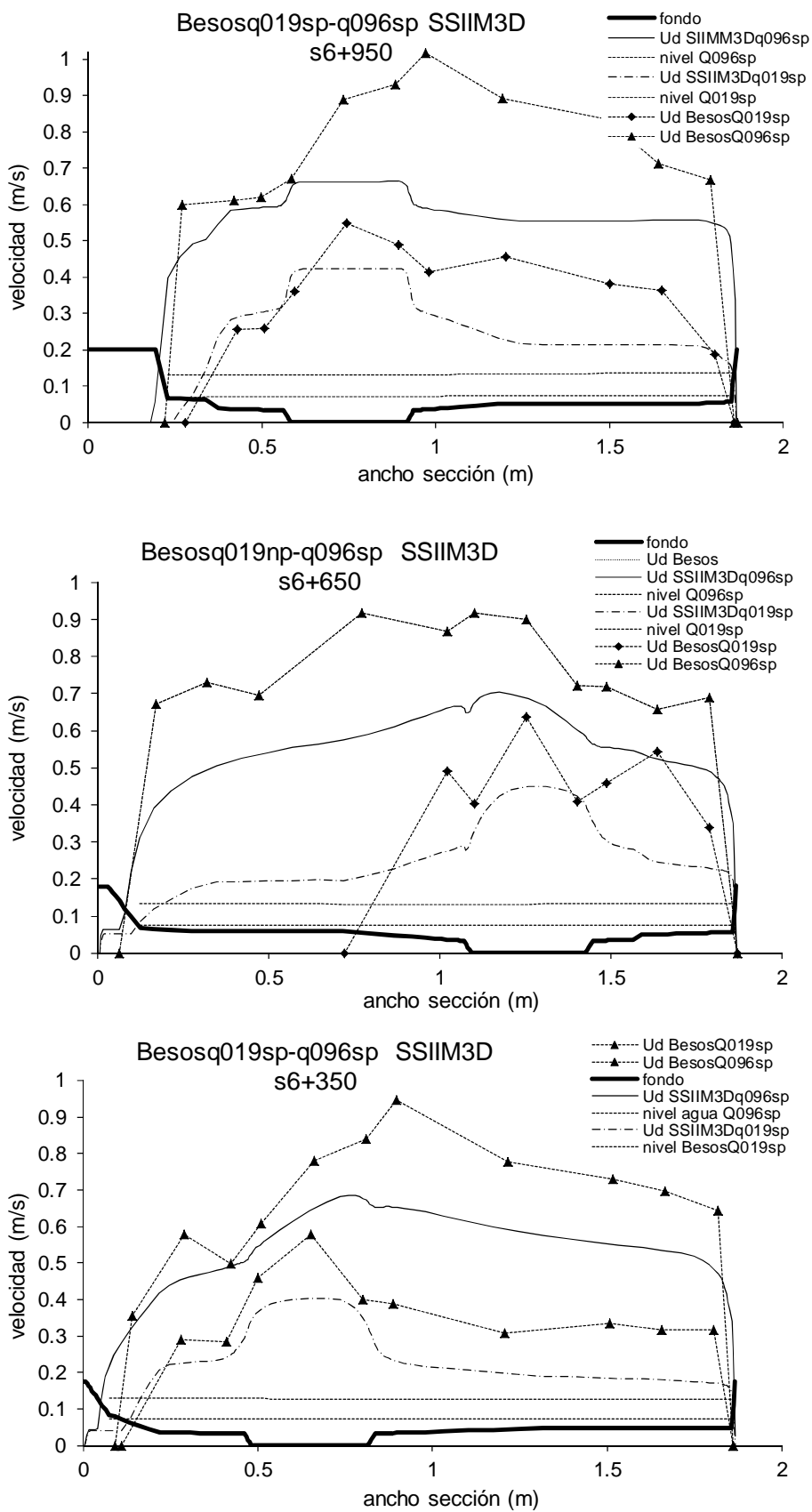


Figura 8.6.53 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el laboratorio FCF y el obtenido con SSIM3D. Valores obtenidos para dos de los caudales BesosQ019sp y BesosQ096sp.

Como resumen de los resultados obtenidos con SSIIM3D se debe decir que los calados calculados son más altos que los medidos y que los obtenidos con los modelos 1D y 2D. En velocidades, la distribución es similar a la que da SRH2D pero con valores menores debido a que los niveles de agua son más altos.

8.6.5. Flujo desbordado en cauce sinuoso y llanuras de inundación con vegetación flexible.

A continuación se analiza el comportamiento de los modelos 1D, 2D y 3D en el modelo reducido del río Besós en los casos de llanuras con plantas. El análisis de llanuras sin plantas ha concluido que los modelos 1D y 2D simulan bien los niveles y que los modelos 2D y 3D son capaces de representar el fenómeno del intercambio de caudal entre el cauce y la llanura. Sin embargo, el modelo 1D no representa el intercambio de caudal y el modelo 3D da niveles de agua altos. En los casos de llanuras con plantas el fenómeno de intercambio tiene menos importancia y hay que comprobar cómo se modela el fenómeno de interacción turbulenta entre el cauce y las llanuras.

Resultados del modelo HEC-RAS 1D

En los casos con plantas, el modelo HEC-RAS se ejecuta con los dos métodos, SCM y DCM, y tampoco se ha utilizado factor de corrección por meandros.

Tabla 8.6.17. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo que garantizan las pendiente de agua de los ensayos del Besos con plantas. Modelo HEC-RAS con DCM.

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente medida	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad nc/nf
Bes.Q003	0.0036	0.0306	0.008561	0.008741	0.0322	0.025
Bes.Q019cp	0.01896	0.0722	0.009132	0.008825	0.0702	0.025 / 0.0483
Bes.Q045cp	0.04666	0.1109	0.009102	0.008363	0.1039	0.025 / 0.0774
Bes.Q096cp	0.09633	0.1569	0.008503	0.008228	0.1497	0.025 / 0.0621
Bes.Q171cp	0.17126	0.1910	0.008090	0.008633	0.1879	0.025 / 0.0487

Tabla 8.6.18. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo que garantizan las pendiente de agua de los ensayos del Besos con plantas. Modelo HEC-RAS con SCM.

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente medida	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad nc/nf
Bes.Q003	0.0036	0.0306	0.008561	0.008741	0.0322	0.025
Bes.Q019cp	0.01896	0.0722	0.009132	0.010049	0.0776	0.025 -0.0483
Bes.Q045cp	0.04666	0.1109	0.009102	0.010024	0.1179	0.025 -0.0774
Bes.Q096cp	0.09633	0.1569	0.008503	0.009767	0.1634	0.025 -0.0621
Bes.Q171cp	0.17126	0.1910	0.008090	0.009411	0.1952	0.025 -0.0487

En la Fig. 8.6.54 se muestran los perfiles longitudinales de los cuatro caudales con plantas, y del de cauce lleno, con las condiciones de los ensayos. Se puede observar que en estos casos sí hay diferencias entre el perfil obtenido en laboratorio y el estimado por

HEC-RAS con DCM y SCM. Al ser la rugosidad en cauce y llanuras muy diferentes, y aunque los calados de la llanura son muy grandes respecto a los de cauce lleno, los niveles de agua obtenidos con el SCM son mayores que los obtenidos con DCM. Los niveles medidos en la sección de aguas arriba se sitúan entre los dos métodos pero más cerca del DCM.

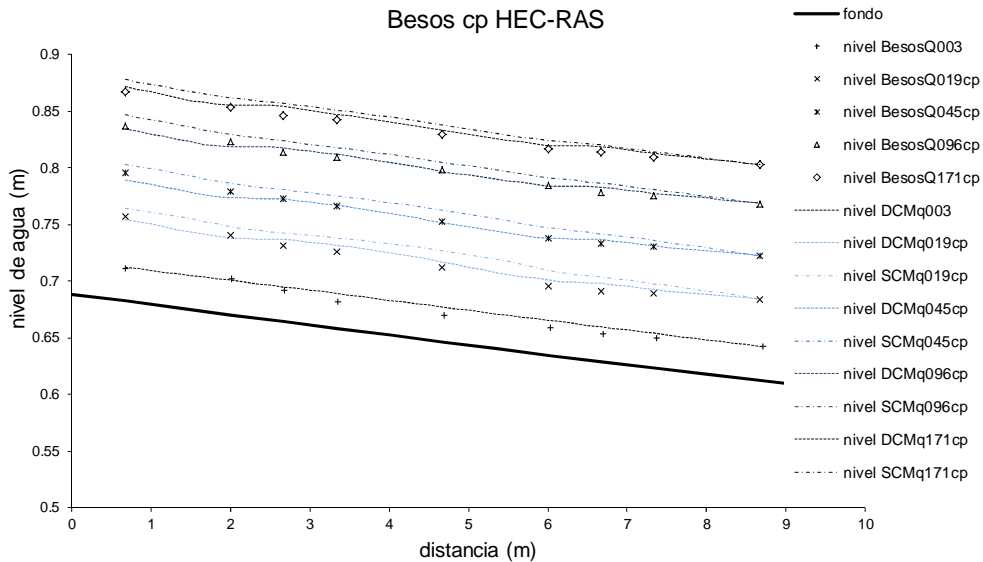


Figura 8.6.54 Perfils longitudinals obtenidos con HEC-RAS (SCM y DCM) usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para los caudales con plantas del Besós.

Se han tanteado calados en la sección de aguas abajo para garantizar la misma pendiente de agua que en los ensayos. En las Tablas 8.6.17 y 8.6.18 se muestran las pendientes obtenidas con la condición de contorno de los ensayos y los calados que darían una pendiente de agua igual a la de los datos, usando tanto DCM como SCM.

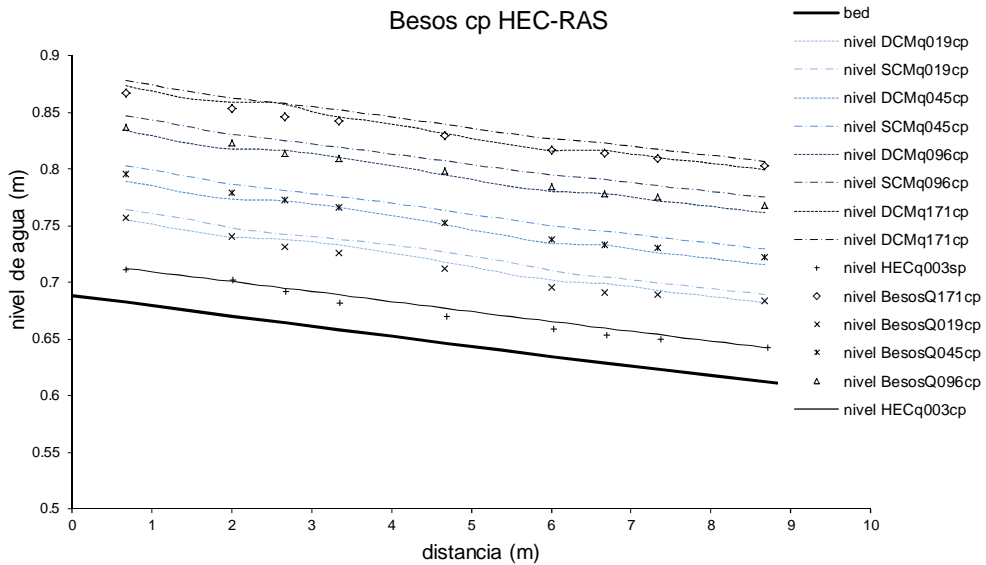


Figura 8.6.55 Perfils longitudinales obtenidos con HEC-RAS 1D (SCM y DCM) usando la condición de pendiente igual a la de los ensayos y comparación con los valores medidos en laboratorio para los caudales con plantas del Besos.

Los valores de las pendientes y calados mostrados en las tablas anteriores muestran claramente que el DCM da pendientes y calados menores que la realidad y el SCM da valores mayores. Hay una excepción, el caudal mayor BesosQ171cp, esto puede deberse a que la pendiente usada para la condición de contorno de aguas abajo no se ha cambiado en los cálculos ($i = 0.009$), por lo cual al tener ese caudal una pendiente de agua mucho menor el resultado no se ajusta a la realidad de los ensayos. Aplicando la pendiente medida a esa condición de contorno, la pendiente de cálculo obtenida con el DCM en ese caudal es menor que la de los ensayos. En la Fig. 8.6.55 se muestran los niveles de agua obtenidos con HEC-RAS en las dos opciones de cálculo (DCM y SCM), imponiendo la pendiente de agua de los experimentos.

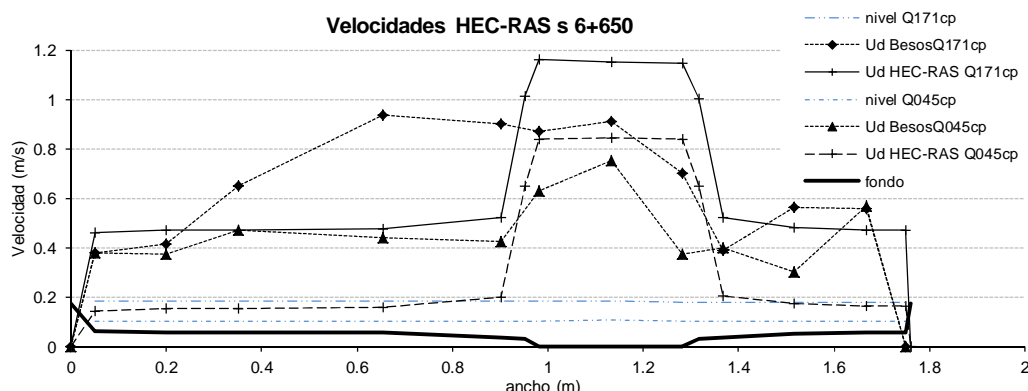


Figura 8.6.56 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el modelo reducido del Besòs y el obtenido a partir de los valores de caudal y velocidad con HEC-RAS. Valores obtenidos para los casos Besòs Q045cp y Q171cp.

La distribución lateral de velocidades calculada con HEC-RAS, y basada en el calado en cada punto, se muestra en la Fig. 8.6.56, en la que se representa la distribución obtenida para dos de los caudales estudiados (BesosQ171cp y BesosQ045cp) con HEC-RAS, y los valores de la velocidad promediada en calado obtenidos en los ensayos. Se puede ver que en estos casos con plantas, los valores obtenidos con HEC-RAS, tanto en cauce como en llanuras, son muy diferentes de los medidos. Esto es debido a que el cauce pierde más caudal que en los casos sin plantas, parte transferido a las llanuras y parte por la rugosidad de las plantas. Además la velocidad máxima calculada no se produce en el centro del cauce sino que se desplaza hacia la llanura interior, la que recibe agua del cauce en la sección de aguas arriba. El modelo 1D no es capaz de representar ni la transferencia de caudal del cauce a las llanuras, ni el desplazamiento del punto de máxima velocidad.

Resultados del modelo SRH2D

Para las condiciones y parámetros de la modelación se ha seguido el mismo criterio usado en los casos de cauce recto. En principio el reparto del caudal en la sección de aguas arriba se ha establecido usando la opción de reparto en función de la capacidad de transporte de cada elemento en que se discretiza la malla. No obstante, y con el fin de evaluar cuál de las opciones disponibles en el modelo es la mejor para el problema de cauce sinuoso, se han aplicado las dos opciones, de reparto según la capacidad y de reparto del caudal con la misma velocidad al caudal BesosQ019cp. En la Fig. 8.6.57 se muestran las distribuciones de velocidades en la sección de aguas arriba obtenidas para las dos opciones analizadas. El modelo de turbulencia usado sigue siendo el $k-\epsilon$.

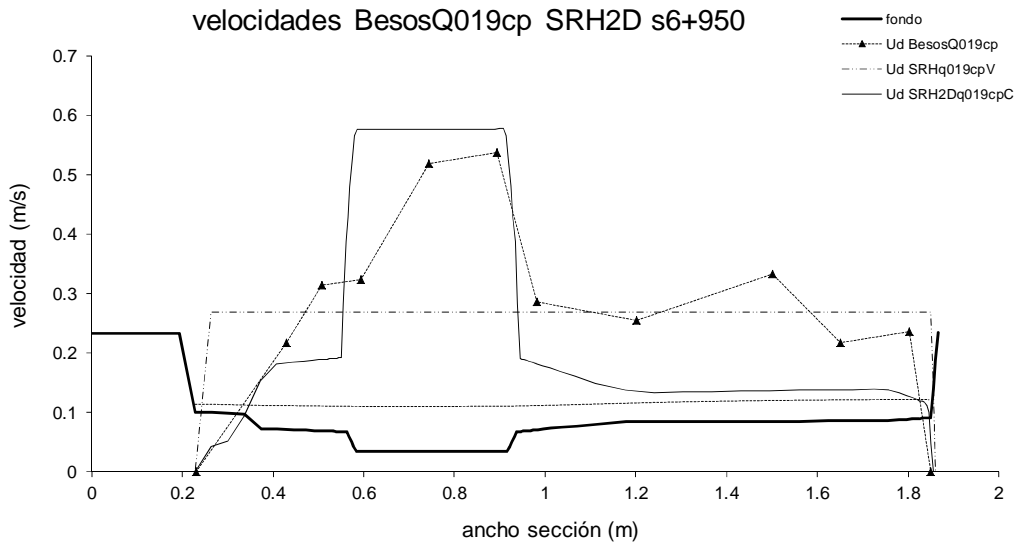


Figura 8.6.57 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor del modelo del Besòs y el obtenido en la sección de aguas arriba para las dos opciones del SRH2D en el caso BesosQ019cp: reparto velocidad constante, V, reparto capacidad, C.

Los valores de la velocidad mostrados en la Fig. 8.6.55 muestran que el reparto más aproximado a las velocidades medidas en laboratorio es el de la capacidad hidráulica. Ambas opciones dan niveles de agua en el canal diferentes, ver Fig. 8.6.56, observándose que el reparto de la capacidad da calados más bajos. Al igual que en los casos sin plantas, el reparto usado a priori es el de la capacidad hidráulica. Además en la Fig. 8.6.58, se puede observar que la influencia de la condición de contorno acaba antes del primer meandro (sección 6+650, a 4 m de distancia). Es importante destacar este resultado porque en el caso de cauce recto la influencia parecía afectar a más longitud, como se verá más adelante.

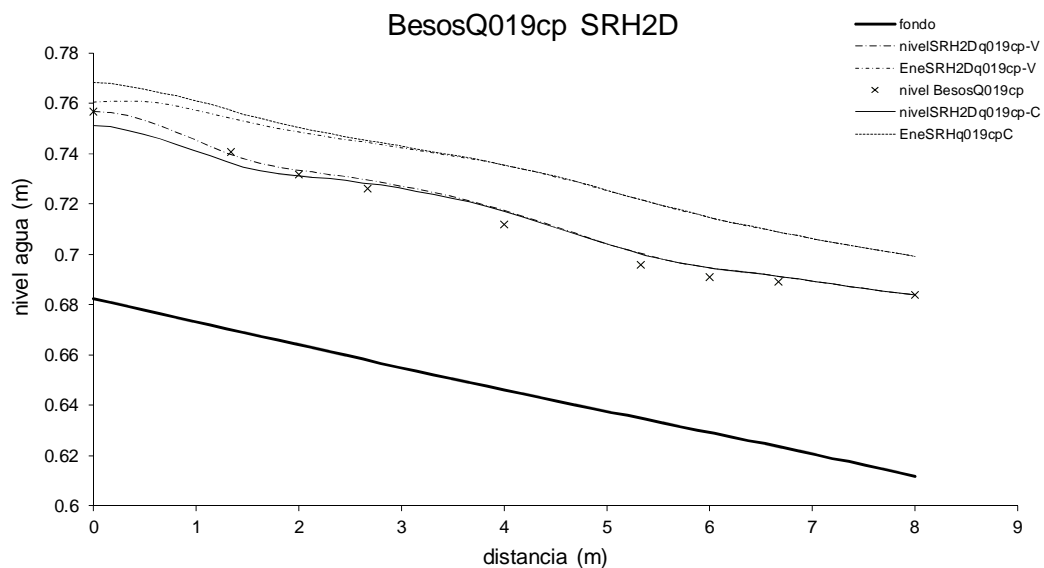


Figura 8.6.58 Perfiles longitudinales de nivel de agua y energía (Ene) obtenidos con SRH2D con las dos opciones de reparto del caudal en la sección de aguas arriba: velocidad constante, SRH2Dq019cp-V y capacidad hidráulica, SRH2Dq019cp-C. Niveles en el centro del cauce.

En la Tabla 8.6.19 se resumen los valores de las condiciones de contorno en los experimentos del Besós con plantas (caudal, calado y pendiente de fondo) y que son las usadas en el modelo SRH2D.

Tabla 8.6.19 Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo que garantizan una pendiente igual que la medida en los caudales de la serie Besos con plantas. Modelo SRH2D.

Serie	Caudal (m ³ /s)	Calado dato (m)	Pendiente medida	Pendiente cálculo	Calado régimen uniforme (m)	Coef. de rugosidad n_c/n_f
Bes.Q003cp	0.00360	0.0306	0.008561	0.008676	0.0315	0.025
Bes.Q019cp	0.01896	0.0722	0.009132	0.008429	0.0665	0.025 -0.0483
Bes.Q045cp	0.04666	0.1109	0.009102	0.007762	0.1013	0.025 -0.0774
Bes.Q096cp	0.09633	0.1569	0.008503	0.007730	0.1506	0.025 -0.0621
Bes.Q171cp	0.17126	0.1910	0.008090	0.007731	0.1880	0.025 -0.0487

Con la rugosidad estimada para el cauce de gravas y las llanuras con plantas del modelo reducido del Besós, los resultados obtenidos usando las condiciones de contorno de los experimentos se muestran en la Fig. 8.6.59. Se puede ver que la pendiente es menor que la del fondo para todos los caudales modelados, ver Tabla 8.6.21. Sin embargo, hay que destacar que esta pendiente se asemeja más a la de los ensayos a medida que aumenta el caudal, siendo más aproximada para el caudal más grande. En la Tabla 8.6.21 también se muestra el calado usado como condición de contorno aguas abajo para que la pendiente de agua calculada entre la sección de aguas abajo y la de aguas arriba sea igual que la de los experimentos (con un error menor del $\pm 1\%$).

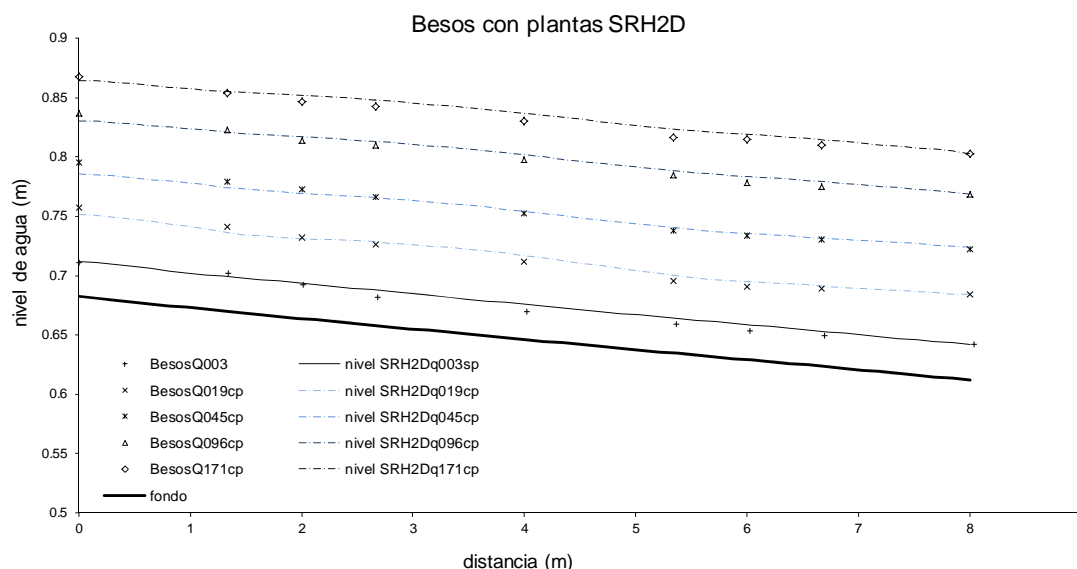


Figura 8.6.59 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH 2D usando la condición de contorno de aguas abajo de los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para los caudales con plantas del modelo del Besós.

En la Fig. 8.6.60 se pueden observar los perfiles longitudinales de los niveles de agua obtenidos usando como condición de contorno aguas abajo los calados que garantizan la misma pendiente de agua que los experimentos. Es de destacar que en general la forma

de los perfiles se adapta bien a los datos, demostrando que el modelo 2D representa correctamente el fenómeno del flujo desbordado en un cauce sinuoso. Sin embargo, los niveles siguen siendo más bajos que los del modelo 1D, manteniendo los efectos de la discretización y de la condición de contorno de aguas arriba.

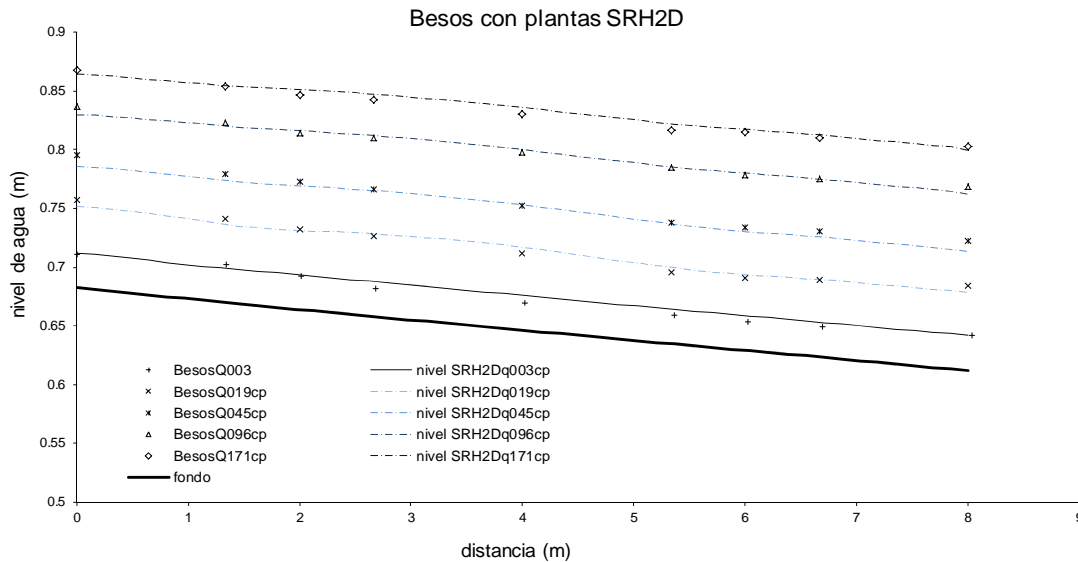


Figura 8.6.60 Perfiles longitudinales obtenidos con SRH2D usando la condición de contorno de aguas abajo que garantiza una pendiente media igual que la de los ensayos, y comparación con los valores medidos para los caudales del Besós con plantas en las llanuras.

En cuanto a la distribución de velocidades, se han analizado las distribuciones de velocidades en las secciones de aguas arriba (s6+350), intermedia (s6+650) y de aguas abajo (s6+950), todas ellas correspondientes a secciones en la curva, ver Figs. 8.6.61 y 8.6.62. En la sección de contorno de aguas arriba, la distribución es la que se había impuesto en las condiciones de entrada, con el reparto entre cada uno de los nodos según la capacidad de transporte de cada elemento. Esta distribución de velocidad está definida únicamente por la rugosidad y el calado, por lo que las velocidades de la llanura que recibe agua son menores que las medidas, y las velocidades del cauce son mayores que las medidas para todos los caudales. Sin embargo, una vez que se desarrolla el flujo según las ecuaciones propias del 2D, sección s6+650, el perfil de velocidades se aproxima más a la realidad, consiguiéndose buenos resultados en la sección de aguas abajo, s6+350, para los tres caudales más grandes. Si consideramos la distribución en la sección s6+950 de aguas arriba como la que daría un unidimensional y la de la sección s6+350 de aguas abajo la que da el bidimensional, parece que las mejoras del modelo 2D en el caso de llanuras muy rugosas son importantes y aplican a toda la sección.

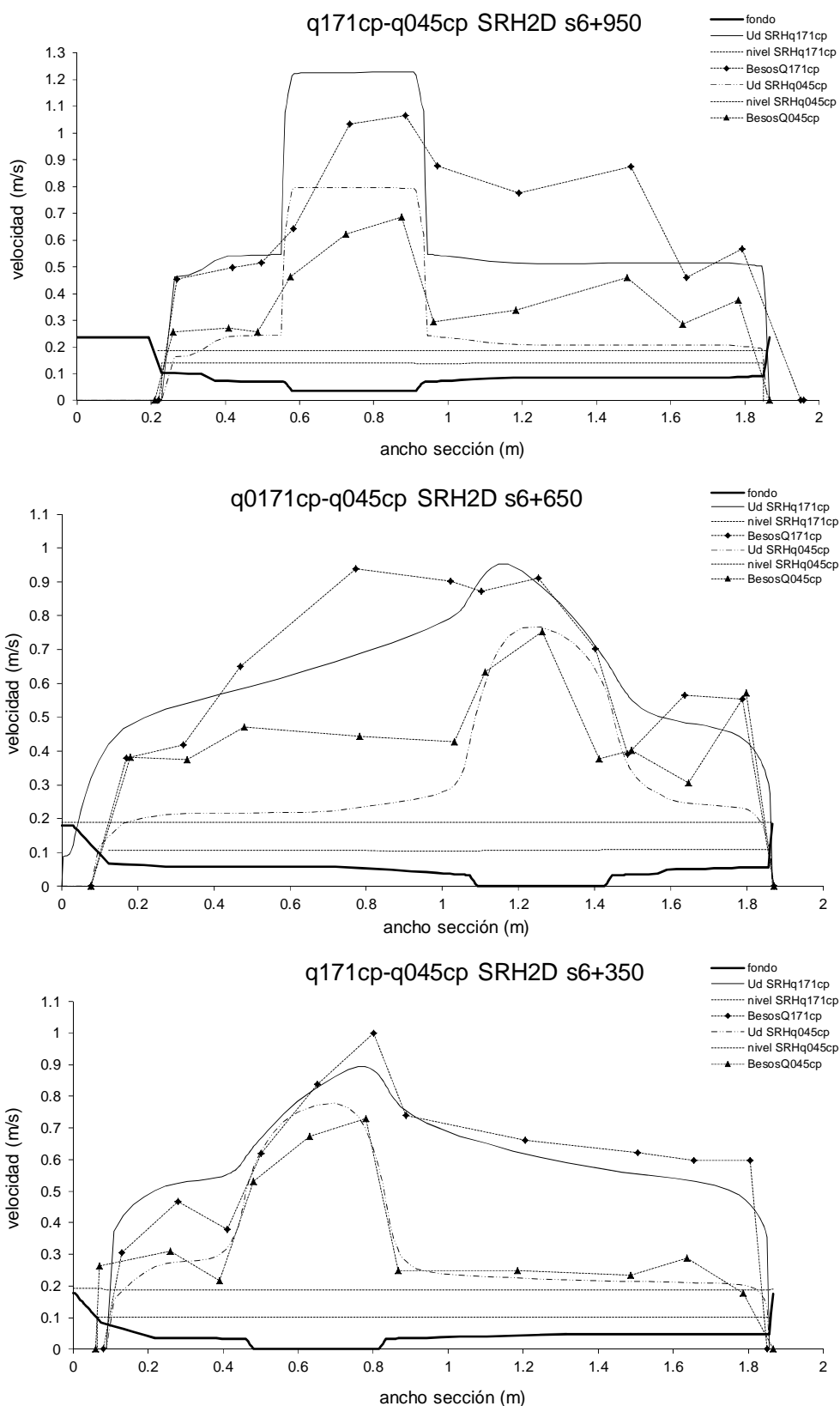


Figura 8.6.61 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el modelo reducido del Besós y el obtenido con SRH2D, para los caudales, BesosQ045sp y BesosQ171sp en sección de aguas abajo, s6+350, sección en la curva intermedia, s6+650 y sección de aguas arriba, s6+950.

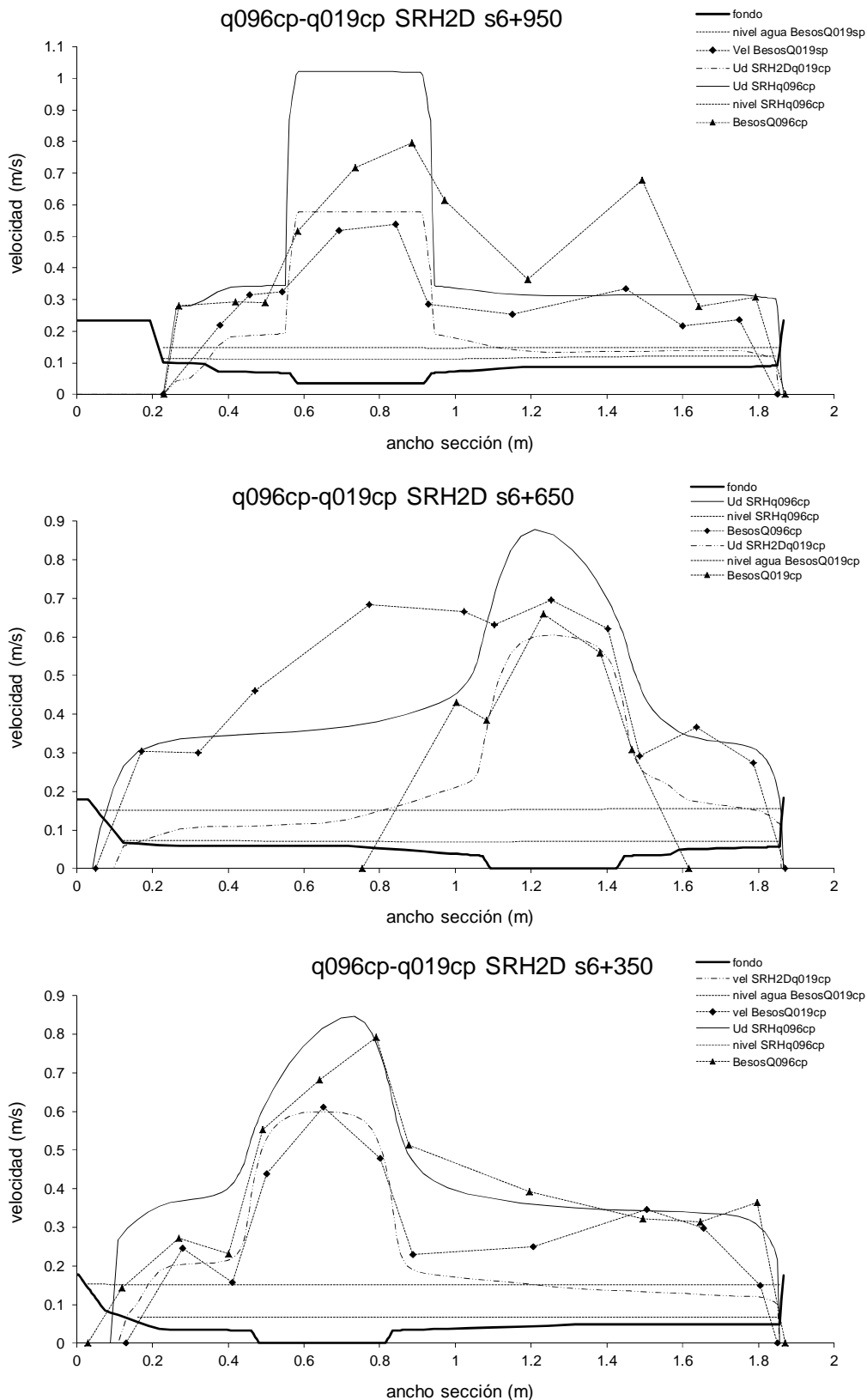


Figura 8.6.62 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el modelo reducido del Besós y el obtenido con SRH2D, para dos caudales, BesosQ019sp y BesosQ096sp en sección de aguas abajo, s6+350, sección en la curva intermedia, s6+650 y sección de aguas arriba, s6+950.

Como resumen de los resultados obtenidos con SRH2D, se debe decir que aunque el modelo 2D da resultados en velocidades más cercanos a la realidad que el modelo 1D, especialmente en la sección de aguas abajo, los valores obtenidos con el SRH2D en niveles de agua son más bajos que los del HEC-RAS (DCM). Estos resultados son novedosos por cuanto no hay estudios numéricos en cauces meandriformes con llanuras más rugosas que el cauce.

Resultados del modelo SSIIM3D

La rugosidad utilizada inicialmente para el modelo SSIIM3D sigue siendo la estimada para el modelo reducido del río Besós, que se obtuvo aplicando la fórmula de Manning a un canal rectangular con las plantas de plástico que se usaron en el modelo. El valor del coeficiente de rugosidad de Manning en el cauce es de 0.025, que transformado en altura de rugosidad, k_s , da un valor de 0.07245 m. En las llanuras con plantas el valor del coeficiente es el de la Tabla 8.6.21, siendo los valores de k_s : 3.77 ($n = 0.0481$), 63.80 ($n = 0.0774$), 17.02 ($n = 0.0621$) y 3.96 ($n = 0.0487$) para los caudales Q019cp, Q045cp, Q096cp y Q171cp respectivamente.

Tal y como se explicó para los caudales sin plantas, en primer lugar se ejecuta el modelo con las condiciones de contorno usadas en los experimentos, y la rugosidad estimada a partir de los datos. En la Tabla 8.6.20 se muestran los valores de las condiciones de contorno en el Besós (caudal, calado y pendiente de fondo), el valor de la pendiente de cálculo obtenida en el modelo numérico con esas condiciones, y el valor del calado en la condición de contorno aguas abajo que garantiza una pendiente media de la línea de agua igual a la de los experimentos (con un error menor del $\pm 1\%$).

Tabla 8.6.20. Condiciones de contorno en la sección de aguas abajo que garantizan la pendiente de agua igual a las medidas. Caudales de la serie Besós con plantas. Modelo SSIIM3D.

<i>Serie</i>	<i>Caudal (m³/s)</i>	<i>Calado dato (m)</i>	<i>Pendiente medida</i>	<i>Pendiente cálculo</i>	<i>Calado régimen uniforme (m)</i>	<i>Coef. de rugosidad (n)</i>
Bes.Q003cp	0.0036	0.0306	0.008561	0.009335	0.0372	0.025
Bes.Q019cp	0.01896	0.0722	0.009132	0.008608	0.0679	0.025 -0.0483
Bes.Q045cp	0.04666	0.1109	0.009102	0.007166	0.0965	0.025 -0.0774
Bes.Q096cp	0.09633	0.1569	0.008503	0.006503	0.1402	0.025 -0.0621
Bes.Q171cp	0.17126	0.1910	0.008090	0.007829	0.1888	0.025 -0.0487

La Fig. 8.6.63 muestra los perfiles longitudinales de los cuatro caudales con plantas, aplicando las condiciones de contorno de los experimentos, pudiéndose observar que los niveles calculados son menores que los medidos en todos los casos. Además en dos caudales las pendientes son menores que las calculadas con los modelos unidimensional y bidimensional. Este resultado es sorprendente por cuanto el modelo 3D ha dado niveles de agua mayores que el resto de los modelos en todos los casos anteriores, y merece un análisis más profundo.

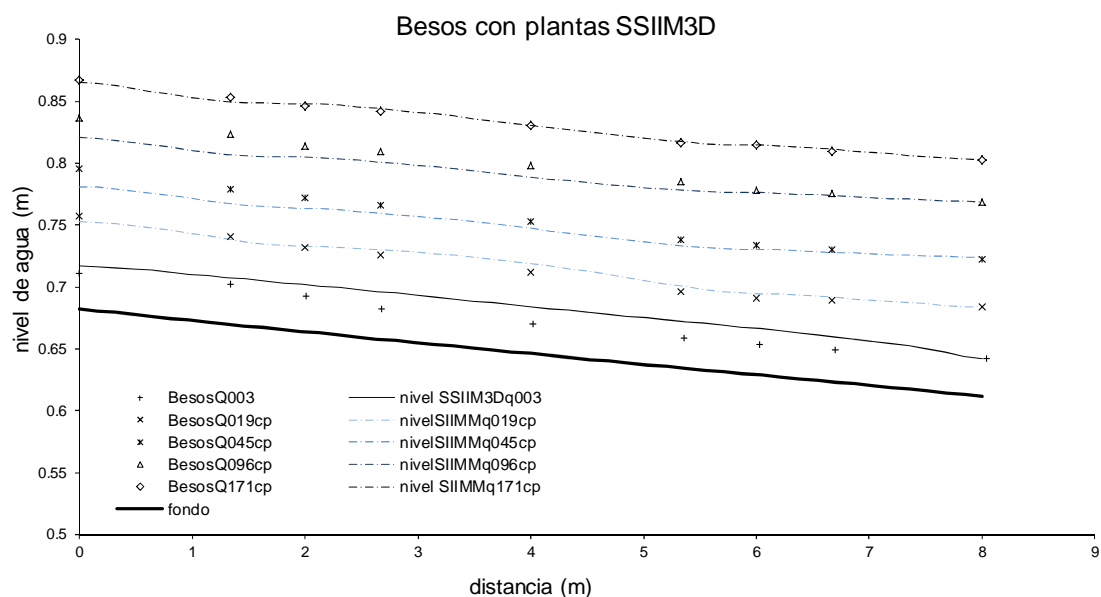


Figura 8.6.63 Perfiles longitudinales obtenidos con SSIM 3D en las mismas condiciones que los experimentos y comparación con los valores medidos en laboratorio para los caudales de los ensayos en el modelo del Besós sin plantas.

Con el fin de evaluar los resultados de SSIM3D en los caudales intermedios, se comparan las pendientes de agua de los tres modelos, ver Tabla 8.6.21, observándose que en los caudales B-cpQ045 y B-cpQ096 el modelo 3D presenta un comportamiento diferente que en el resto. La razón de este comportamiento no es fácil de justificar y se planteará una vez se haya analizado el perfil de velocidades.

Tabla 8.6.21. Pendientes de agua calculadas con los modelos HEC-RAS1D (DCM), SRH2D y SSIM3D. Caudales de la serie Besós con plantas.

Serie	Caudal (m3/s)	Calado dato (m)	Pendiente medida	Pendiente cálculo 1D	Pendiente cálculo 2D	Pendiente cálculo 3D
Bes.Q003cp	0.0036	0.0306	0.008561	0.008741	0.008676	0.009335
Bes.Q019cp	0.01896	0.0722	0.009132	0.008825	0.008429	0.008608
Bes.Q045cp	0.04666	0.1109	0.009102	0.008363	0.007762	0.007166
Bes.Q096cp	0.09633	0.1569	0.008503	0.008228	0.007730	0.006503
Bes.Q171cp	0.17126	0.1910	0.008090	0.008633	0.007731	0.007829

Como la pendiente de agua es menor que la medida, se tantean calados menores en la sección de aguas abajo para obtener una pendiente de agua entre la sección de aguas abajo y la de aguas arriba igual que la de los ensayos (con un error menor del $\pm 1\%$), ver Tabla 8.6.20. La Fig. 8.6.64 muestra los niveles de agua obtenidos con la nueva condición de contorno de aguas abajo, confirmando que los niveles de agua obtenidos con el modelo tridimensional, son en todos los casos menores que los medidos en laboratorio.

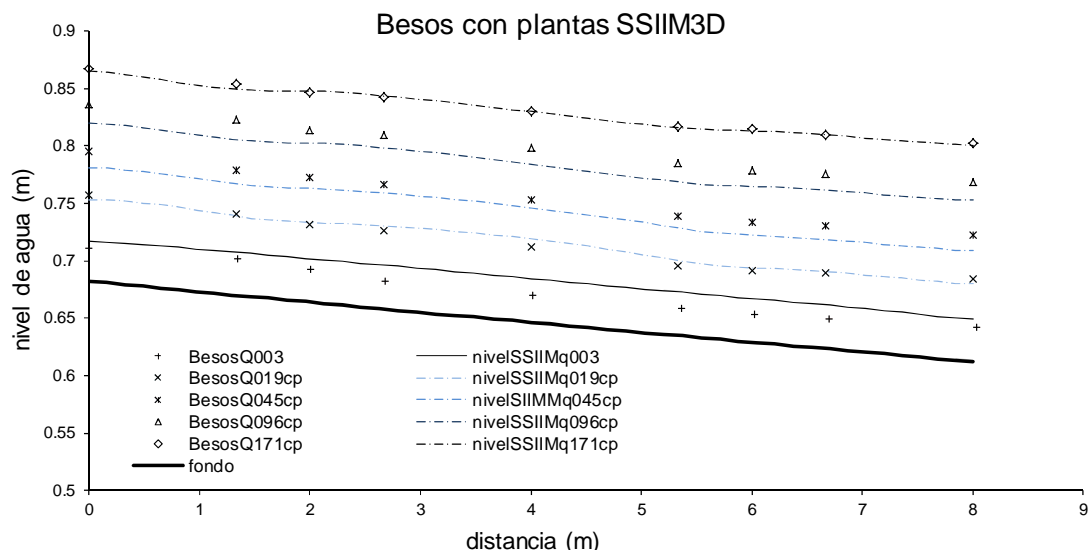


Figura 8.6.64 Perfiles longitudinales obtenidos con SSIIM3D para calados aguas abajo que igualan la pendiente de cálculo a la media en los ensayos, y comparación con los valores medidos en laboratorio para los caudales del modelo del Besós con plantas.

Analizando las distribuciones de velocidades en las secciones de aguas arriba, intermedia y de aguas abajo, ver Fig. 8.6.65 y 8.6.66, se pueden observar diferencias importantes. El reparto de velocidad en la sección de aguas arriba es mejor que el de velocidad uniforme pero tampoco se ajusta a la realidad de los ríos con llanuras. Una vez que se desarrolla el flujo según las ecuaciones propias del 3D el perfil de velocidades se aproxima más a la realidad, sección intermedia (s6+650). A medida que nos acercamos a la sección de aguas abajo el perfil es parecido al de la sección intermedia pero cambiando las llanuras. Se puede ver en las figuras que para los caudales BesosQ096cp y BesosQ045cp el perfil de velocidades en la sección de aguas arriba es bastante parecido al medido en el laboratorio. Sin embargo, en los otros dos caudales el perfil es muy diferente, dando velocidades en las llanuras más pequeñas que las medidas. Esta puede ser la razón por la que la pendiente de agua calculada para los dos caudales intermedios es menor que la de los otros modelos. No es fácil demostrar por qué se produce este comportamiento diferente del modelo 3D en estos caudales, pero quizás el hecho de que la distribución de velocidades asignada por defecto por SSIIM3D se aproxime más a la medida en esos caudales provoca menos pérdidas en las secciones próximas a la condición de contorno y los niveles de agua sean menores.

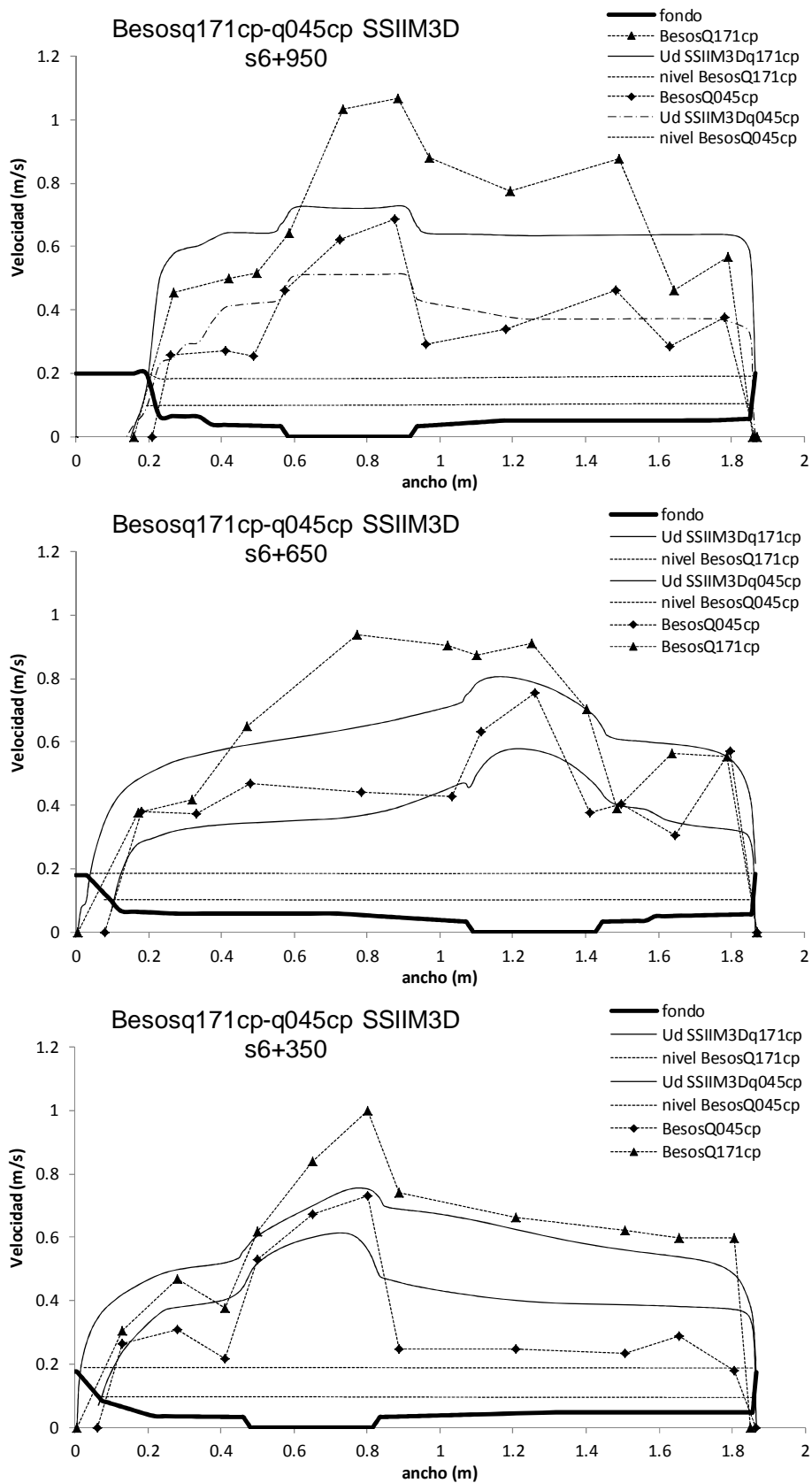


Figura 8.6.65 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el modelo reducido del Besós y el calculado con SSIM3D. Valores obtenidos para los caudales BesosQ171cp y BesosQ045cp en la sección de aguas abajo, s6+350, sección en la curva intermedia, s6+650 y sección de aguas arriba, s6+950.

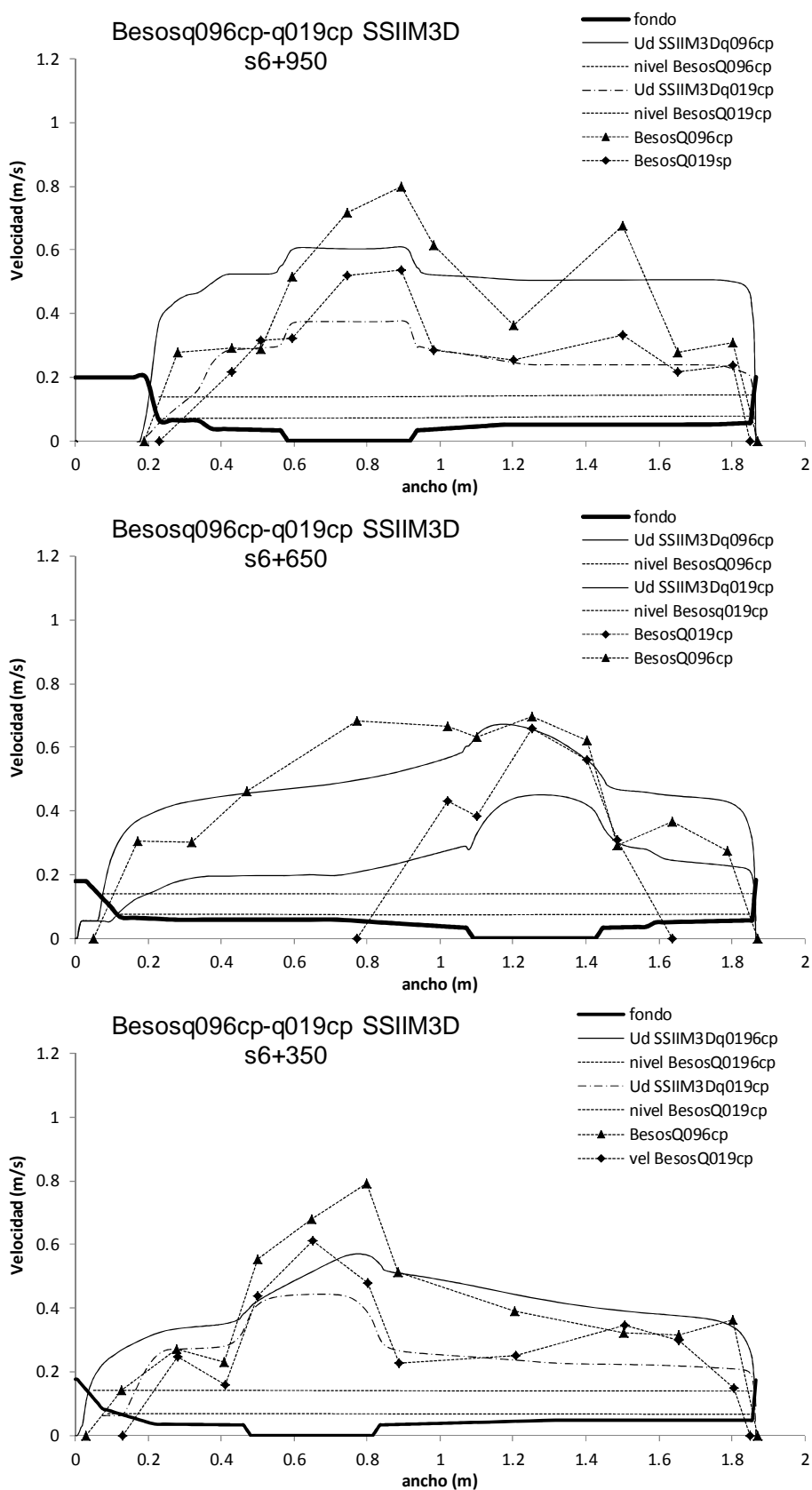


Figura 8.6.66 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el modelo reducido del Besós y el calculado con SSIIM3D. Valores obtenidos para los caudales BesosQ096cp y BesosQ019cp en la sección de aguas abajo, s6+350, sección en la curva intermedia, s6+650 y sección de aguas arriba, s6+950.

Como resumen de los resultados obtenidos con SSIIM3D se debe decir que los resultados en calados no son buenos. En los casos sin plantas los niveles de agua eran mucho mayores que los medidos y en los caudales con plantas son bastante menores. Las mayores diferencias se observan en los caudales intermedios BesosQ045cp y BesosQ096cp, que son los que tienen un valor de la rugosidad más alto en las llanuras. Sin embargo, atendiendo a los valores obtenidos de la velocidad, no parece que la razón de esa diferencia esté en la estimación de esa rugosidad y su valor en forma de k_s . Observando la distribución de velocidades que SSIIM3D asigna en la condición de contorno de aguas arriba, ver Fig. 8.6.67, se puede ver que para los caudales sin plantas la diferencia respecto a las velocidades medidas es mayor que para los caudales con plantas. Esto significa, que las pérdidas debidas a una distribución de velocidades diferente a la que se desarrolla hacia aguas abajo, son mayores en los caudales sin plantas que en los caudales con plantas, y los niveles de agua deben ser más altos en la sección de contorno de aguas arriba. Además cuanto más grande es la diferencia de rugosidades menor es la transferencia de caudal hacia las llanuras, los perfiles de velocidades asignados por el modelo en la condición de contorno se parecen más a los medidos, y las pérdidas en las secciones de aguas arriba son menores. Este resultado coincide con el obtenido en la Fig. 8.6.57 para SRH2D y sus tres opciones de cálculo en la condición de entrada, en ese caso la distribución más desfavorable, velocidad uniforme, daba niveles muy superiores a los de la condición de reparto según la capacidad hidráulica de cada elemento, que es más parecida a la realidad. En el caso del modelo SSIIM3D aplicado a la serie del FCF con vegetación en las llanuras (FCFsA07), la distribución dada por el modelo numérico es ser más uniforme, y difiere más de la realidad que la serie con la misma geometría pero con llanuras lisas (FCFsA02), ver Fig. 8.6.68. Esto hace que las pendientes obtenidas en los caudales de la serie FCFsA07 con llanuras rugosas sean mayores que en los caudales de la serie FCFsA02 con llanuras lisas. Aunque este resultado del FCF parece contrario al obtenido en el Besós, esto no es así, ya que en el caso del cauce sinuoso cuando las llanuras son lisas se transfiere caudal del cauce a las llanuras y la distribución de velocidades es prácticamente plana, incluso dando valores máximos en las llanuras. En los caudales con plantas el cauce sinuoso intercambia menos caudal con las llanuras porque la mayor rugosidad produce más pérdidas, y la distribución es más parecida a la del modelo. En el caso del cauce recto este efecto de transferencia de caudal no se produce, y la distribución dada por defecto por SSIIM3D se asemeja más a la de los casos sin plantas en las llanuras. La conclusión que se puede extraer de estos resultados, es que cuanto más se parezca la distribución de velocidades asignada en la sección de contorno de aguas arriba a las que el modelo desarrolla a lo largo de la malla, según las ecuaciones tridimensionales del flujo, menos pérdidas se producen en la sección de aguas arriba y los calados calculados en esa sección son más bajos. Esta conclusión también aplica al modelo SRH2D, que da niveles de agua más elevados para la distribución de velocidad uniforme que para la de velocidad según la capacidad de transporte.

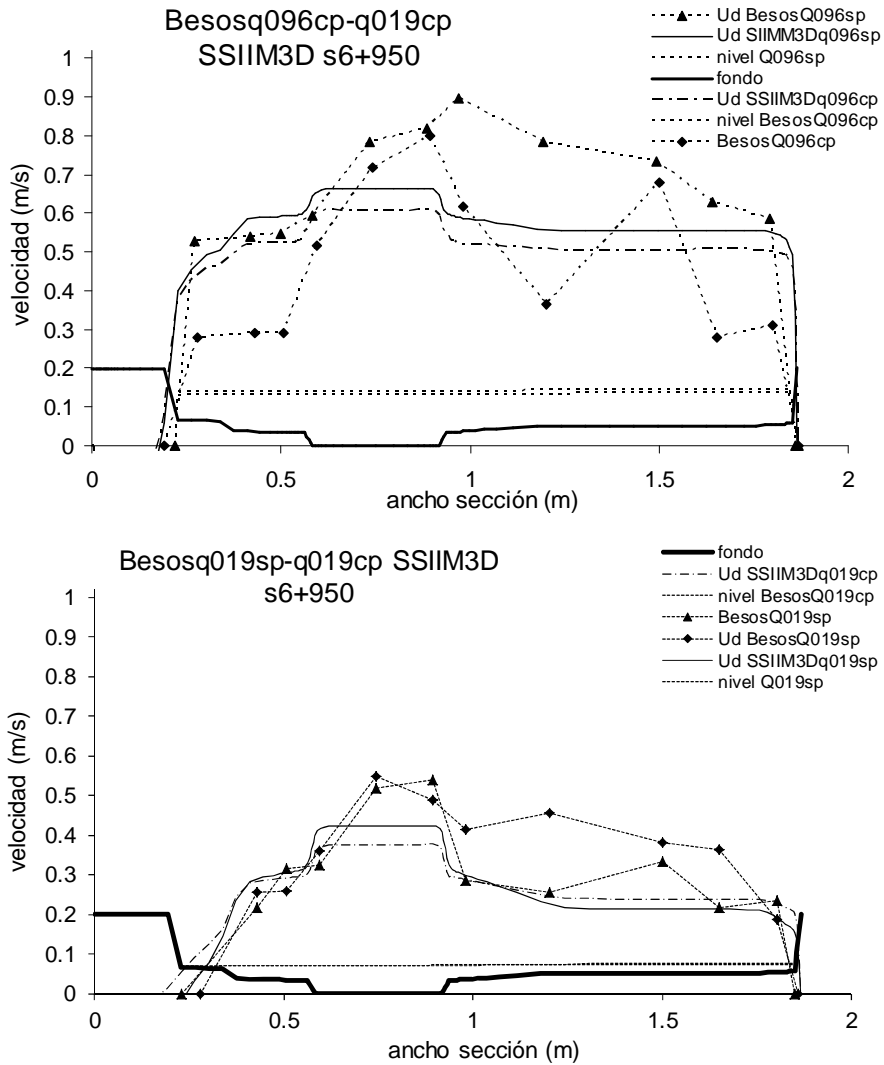


Figura 8.6.67 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el modelo del Besós y el obtenido con SSIIM3D en la sección de contorno de aguas arriba, s6+950. Valores obtenidos para los caudales Besosq019cp/sp y Besosq096cp/sp.

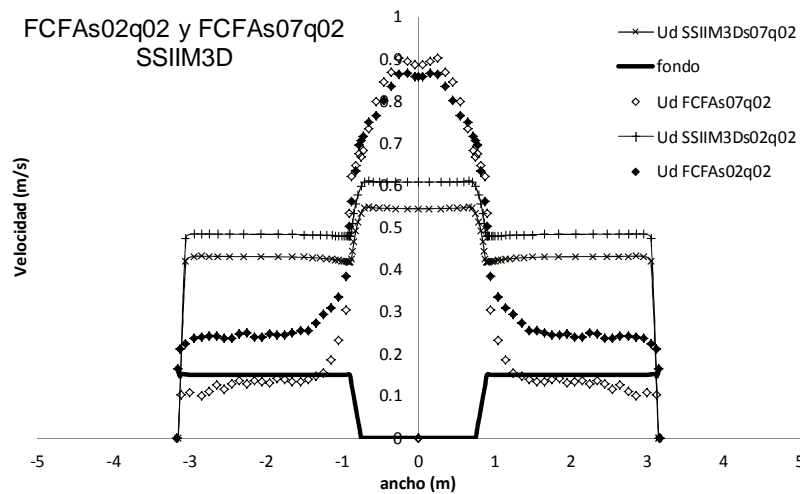


Figura 8.6.68 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el laboratorio FCF y el obtenido con SSIIM3D para los caudales FCFAs02q02 y FCFAs07q02 en la sección de contorno de aguas arriba.

8.7. Mejoras propuestas para la modelación numérica en cauces de sección compuesta.

Los resultados presentados en el subcapítulo 8.6 muestran una serie de deficiencias en los modelos 2D y 3D que son difíciles de entender teniendo en cuenta el mayor esfuerzo computacional, y que no se traduce en mejores resultados. Para intentar explicar estos resultados y proponer soluciones y mejoras en el ámbito de la modelación numérica, se presenta a continuación un análisis más detallado de las condiciones de los experimentos y las posibilidades que permiten los modelos numéricos de adaptarse a la realidad de los ensayos.

8.7.1. Condiciones reales de los experimentos del FCF

En primer lugar hay que decir que a pesar de que se han utilizado en los modelos numéricos las mismas condiciones de los ensayos, las diferencias en los resultados son importantes. En principio las condiciones impuestas en los ensayos del FCF como condiciones de contorno aguas arriba y aguas abajo han sido el caudal total en la sección de entrada, y el ajuste de las compuertas en la sección de salida para conseguir un nivel de agua paralelo al fondo. Sin embargo, no se ha hablado nada de la distribución de velocidades en la entrada, ni del tipo de compuertas en la salida, ni de si los niveles se han medido en varios puntos de la sección. Siguiendo la práctica habitual en ingeniería, en los apartados anteriores se ha puesto más atención en las condiciones por defecto de los modelos y en la capacidad de simular a partir de esas condiciones a priori establecidas los resultados experimentales.

El punto más interesante en este análisis es la distribución de velocidades en la entrada del canal, ya que según se ha comprobado en el subcapítulo 8.6 parece influir mucho en el calado de la sección de aguas arriba y como consecuencia de la pequeña dimensión del canal, en más de la mitad de su longitud. La descripción de los ensayos realizados en el FCF (Knight and Shiono, 1990, Wormleaton and Merret, 1990, Myers and Brennan, 1990, Shiono and Knight, 1991, etc.) no muestra la distribución de velocidades en la sección de entrada, ni tampoco en otras secciones distintas de la sección intermedia. Sin embargo, el estudio de Bousmar et al (2005) establece que la distribución de velocidades en la entrada del FCF es la de velocidad uniforme, muy diferente de la que se obtiene en la sección intermedia al imponer la condición de calado uniforme en todo el canal, ver Fig. 8.7.1. De hecho muchos autores han usado la distribución de la sección intermedia para demostrar las bondades de los modelos numéricos aplicados a los datos del FCF (Thomas y Williams, 1995, Wilson et al, 2002 y Rameshwaran y Naden, 2003), sin mostrar distribuciones en otras secciones. Por lo tanto en el subcapítulo 8.6 los modelos no se han aplicado cumpliendo rigurosamente las condiciones de los ensayos. A continuación se van a aplicar las condiciones de Bousmar et al (2005) para los caudales más pequeño y más grande de las series FCFAs02 y FCFAs07, con el fin de comparar si los modelos numéricos se comportan mejor cuando se cumplen con más rigor las condiciones de los experimentos.

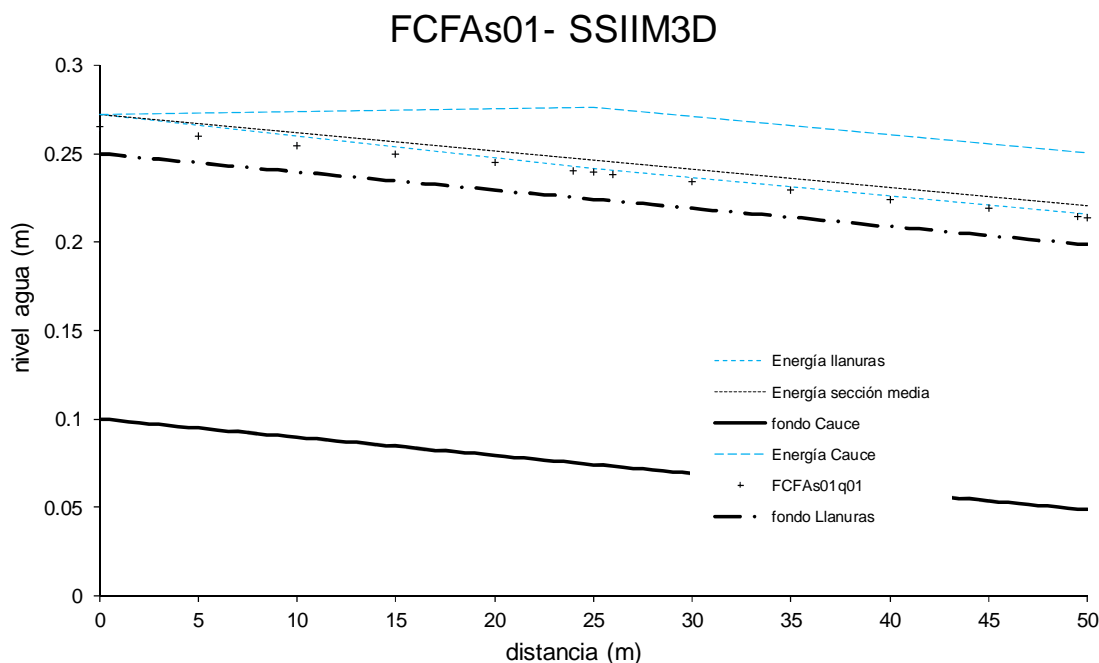


Figura 8.7.1 Perfiles longitudinales de agua y energía (nivel de agua más energía de velocidad). Comparación entre el perfil teórico de energía en las llanuras y en el cauce, suponiendo velocidad uniforme en la sección de entrada, donde la energía del cauce y llanuras es la misma, pero varía a medida que se desarrolla el flujo y la velocidad en el cauce aumenta y en las llanuras disminuye. Se ha supuesto que la velocidad de régimen uniforme se alcanza en la sección intermedia. Caudal FCFAs01q01.

Resultados del modelo HEC-RAS

El modelo 1D no permite fijar una distribución de velocidades en la sección de contorno de aguas arriba, por lo tanto las condiciones de cálculo del modelo deben ser siempre las que permite el caudal total en la entrada y el cálculo de los niveles a partir del nivel en la sección de aguas abajo. El reparto de velocidades en la sección de aguas arriba saldrá de aplicar la ecuación de capacidad con ese nivel y ese caudal. La Fig. 8.7.4 muestra las velocidades obtenidas en la sección de entrada para dos caudales de la serie FCFsA02 y la Fig. 8.7.3 muestra las velocidades para dos caudales de la serie FCFsA07. Estas velocidades no son exactamente las mismas que las de las Fig. 8.6.14 y 8.6.33, debido a que en este caso la condición de contorno es la de los experimentos y la sección representada es la de aguas arriba. Se puede observar que estas velocidades no son las que se suponen en el FCF, misma velocidad en toda la sección. Los niveles de agua son los obtenidos con la condición de contorno del FCF en la sección de aguas abajo, como se puede ver en las Fig. 8.6.12 y 8.6.31 y en las Tablas 8.6.1 y 8.6.12. Con estas condiciones la distribución de velocidades en la sección intermedia (a 25 m de la entrada) es similar a la calculada en el apartado anterior en condiciones de cálculo asimilables a un caso real donde no se tienen datos de velocidades y niveles en los contornos de aguas arriba y aguas abajo.

Por lo tanto, el modelo HEC-RAS no permite mejoras en el sentido de representar las condiciones reales de los experimentos, y por tanto tampoco en los casos reales en los que se dispongan de datos de velocidades en alguna sección. Esto siempre considerando que no se utilizan artificios tales como cambiar los coeficientes de rugosidad para que las velocidades calculadas ajusten a las que queremos.

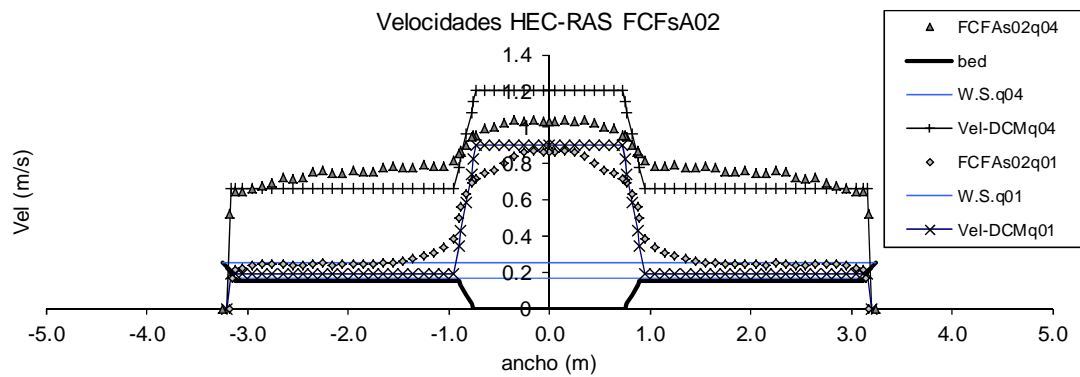


Figura 8.7.2 Velocidades promediadas en calado. Comparación entre los valores medidos en FCF y los calculados a partir del caudal y la velocidad con HEC-RAS en la sección de aguas arriba con las condiciones de contorno de los ensayos, para FCFsA02q01 y q04.

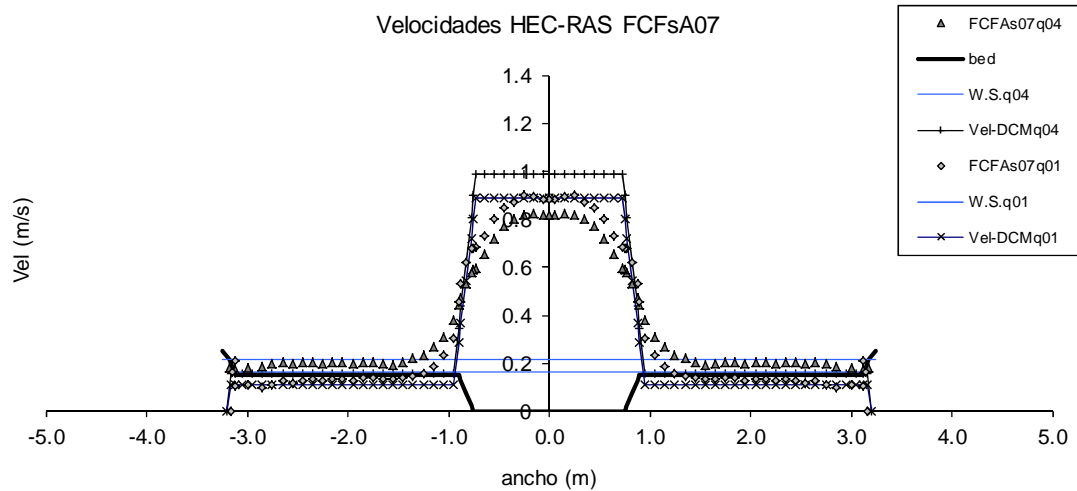


Figura 8.7.3 Velocidades promediadas en calado. Comparación entre los valores medidos en FCF y los calculados a partir del caudal y la velocidad con HEC-RAS en la sección de aguas arriba con las condiciones de contorno de los ensayos, para FCFsA07q01 y q04.

Resultados del modelo SRH2D

Como ya se ha dicho anteriormente, el modelo 2D permite varias alternativas en la distribución de velocidades de la sección de contorno de aguas arriba. La primera de ellas es la de velocidad uniforme, la segunda es la de caudal unitario uniforme y la tercera es la de reparto según la capacidad hidráulica de cada elemento. Además se puede dividir la sección en tantas subsecciones como se desee y aplicar a cada una cualquiera de las alternativas disponibles. En el apartado anterior se aplicó la opción de la capacidad hidráulica, sin embargo esa distribución no coincide con la dada por Bousmar et al (2005) para el FCF. Aplicando la opción de velocidad uniforme en toda la sección de aguas arriba, los resultados son muy diferentes. Las Figs. 8.7.4 y 8.7.5 muestran las velocidades en la sección de entrada, y en las secciones intermedia y de aguas abajo para dos caudales de las series FCFsA02 y FCFsA07. Se puede ver que la sección de aguas arriba tiene una distribución de velocidades constante y que en la sección de aguas abajo el ajuste no es bueno. Sin embargo, en la sección intermedia, se25, la distribución se asemeja bastante a la medida en laboratorio.

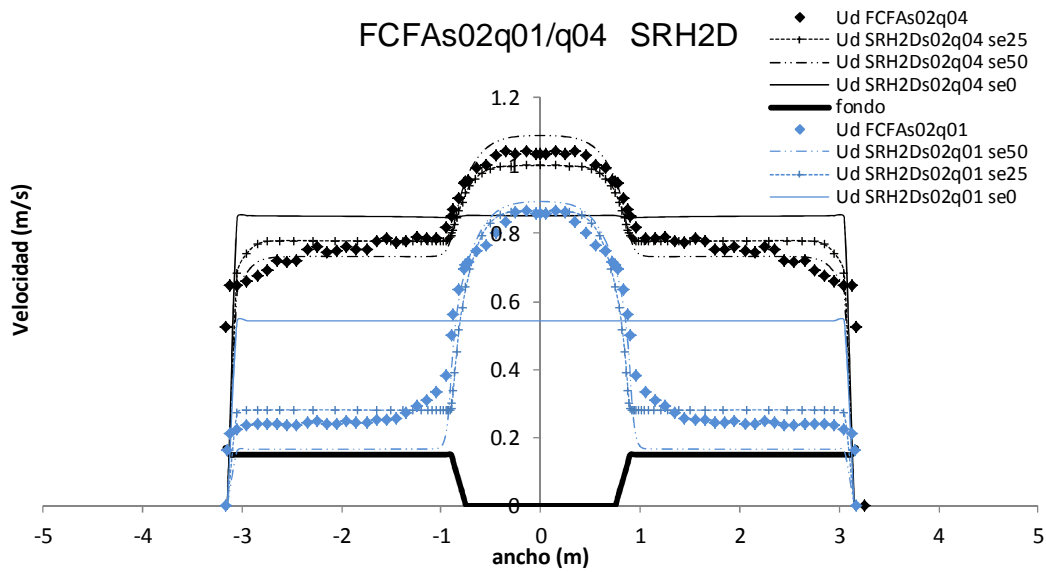


Figura 8.7.4 Velocidades promediadas en calado. Comparación entre los valores medidos en FCF y los calculados con SRH2D en las secciones de aguas arriba, se0, intermedia, se 25 y de aguas abajo, se50. Casos FCFAs02q01 y q04 con reparto de velocidad uniforme en la entrada.

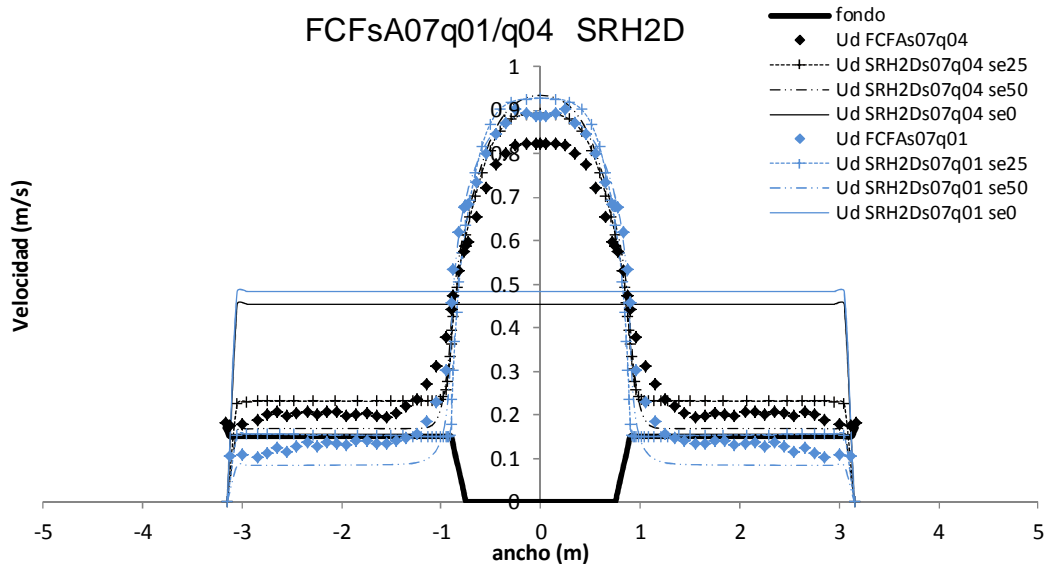


Figura 8.7.5 Velocidades promediadas en calado. Comparación entre los valores medidos en FCF y los calculados con SRH2D en las secciones de aguas arriba, se0, intermedia, se 25 y de aguas abajo, se50. Casos FCFAs07q01 y q04 con reparto de velocidad uniforme en la entrada.

En las siguientes Figs. 8.7.6 y 8.7.7, se muestran las velocidades calculadas con SRH2D usando el reparto según la capacidad hidráulica. Se puede ver que aunque el perfil en la sección de aguas arriba, se0, ajusta mejor que en la opción de velocidad constante, este perfil no mejora al desarrollarse el flujo, ni en la sección intermedia, se25, ni en la de aguas abajo, se50, con una velocidad en el cauce mayor que la medida y en las llanuras menor. El perfil de velocidades en la sección intermedia, la de medidas del FCF, se parece más a los datos en el caso de reparto de velocidad uniforme que en el reparto según la capacidad. Por lo tanto, asumiendo que los experimentos se desarrollaron con la distribución uniforme de velocidad en la sección de aguas arriba, el modelo 2D da una buena distribución de velocidades en la sección de medida.

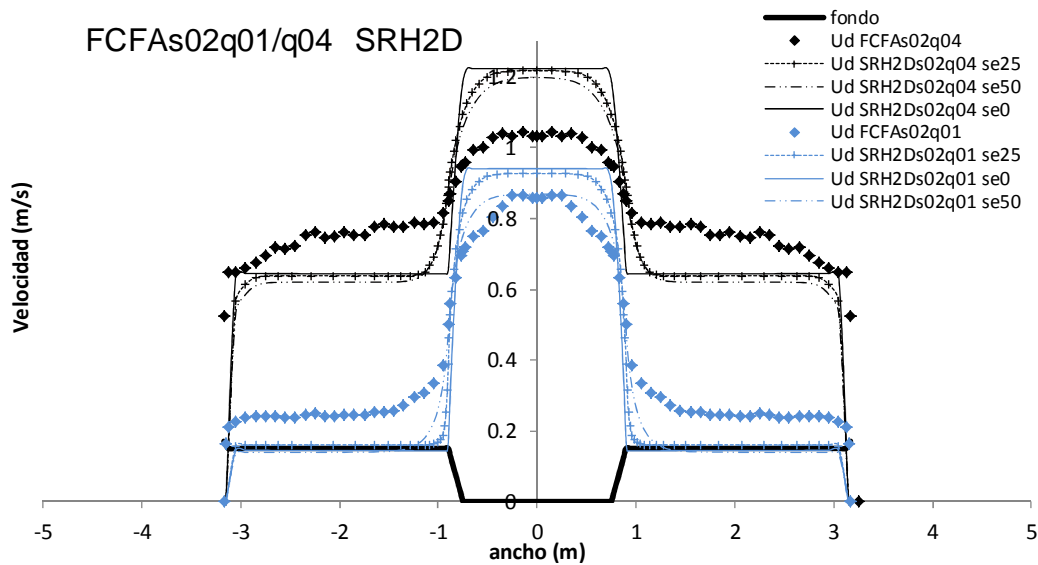


Figura 8.7.6 Velocidades promediadas en calado. Comparación entre los valores medidos en FCF y los calculados con SRH2D en las secciones de aguas arriba, se0, intermedia, se 25 y de aguas abajo, se50. Casos FCFAs02q01 y q04 con reparto según capacidad en la entrada.

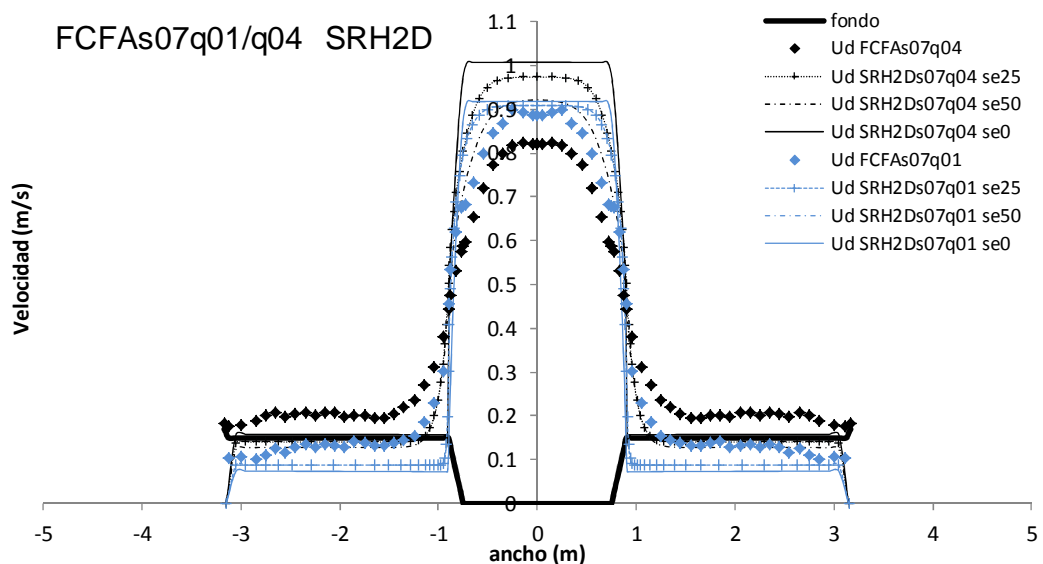


Figura 8.7.7 Velocidades promediadas en calado. Comparación entre los valores medidos en FCF y los calculados con SRH2D en las secciones de aguas arriba, se0, intermedia, se 25 y de aguas abajo, se50. Casos FCFAs07q01 y q04 con reparto según capacidad en la entrada.

Los niveles de agua obtenidos con las dos distribuciones en la sección de contorno de aguas arriba, distribución con velocidad uniforme y distribución según la capacidad, se pueden ver en la Fig. 8.7.8. Los niveles de las dos distribuciones son muy diferentes cerca de la condición de contorno de aguas arriba, reduciéndose la diferencia hasta cero en la sección de aguas abajo. Se puede comprobar también que los niveles de agua calculados con la distribución de velocidad uniforme son más altos que los medidos. Por otro lado, con la distribución según la capacidad tampoco se establece la pendiente de agua paralela al fondo en todo el canal, que es la condición impuesta en los ensayos.

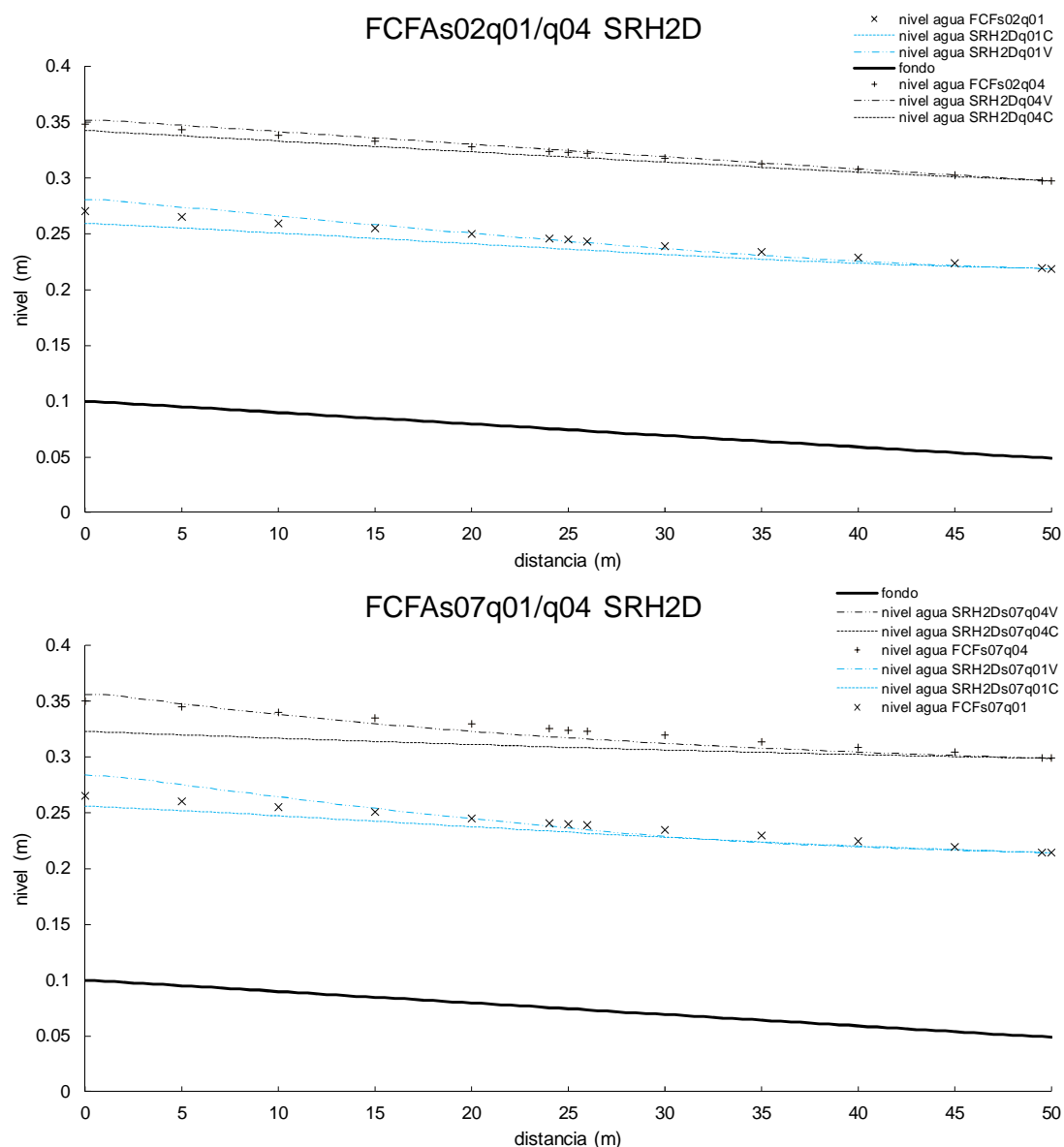


Figura 8.7.8 Perfiles longitudinales de los caudales FCFAs02q01/q04 y FCFAs07q01/q04 y perfiles obtenidos con SRH2D para cada una de las opciones disponibles en la condición de contorno de aguas arriba, reparto con velocidad uniforme, V y reparto según capacidad, C.

Resultados del modelo SSIIM3D

Ya se ha explicado que el modelo SSIIM3D permite dos opciones para la distribución de velocidades en la sección de contorno de aguas arriba. En el apartado anterior se aplicó la opción por defecto, que se asemeja más al reparto de velocidad constante que al de la capacidad. Por lo tanto, en este análisis se va a fijar una distribución según la capacidad hidráulica, similar a la que daría HEC-RAS (DCM). Con esta distribución las velocidades calculadas en la sección de entrada, y en las secciones intermedia y de aguas abajo se muestran en las Figs. 8.7.9 y 8.7.10.

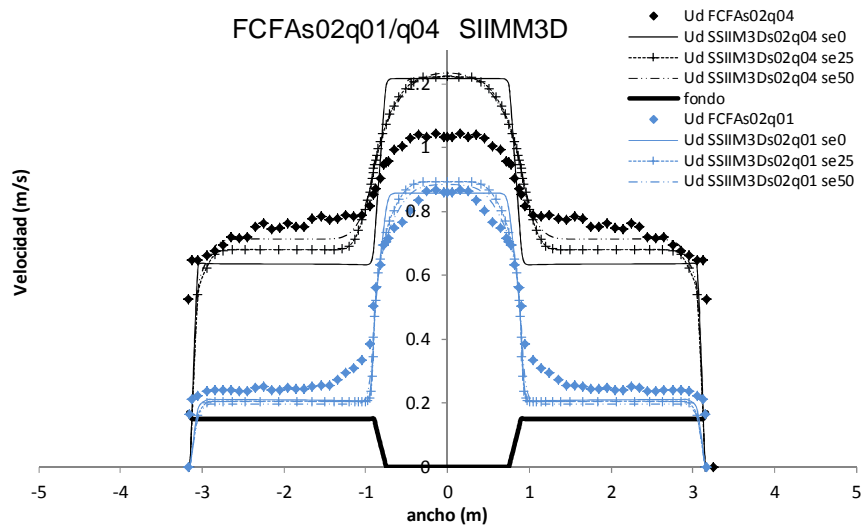


Figura 8.7.9 Velocidades promediadas en calado. Comparación entre los valores medidos en FCF y los calculados con SSIM3D en las secciones de aguas arriba, se0, intermedia, se 25 y de aguas abajo, se50. Casos FCFAs02q01 y q04 con reparto según capacidad en la entrada.

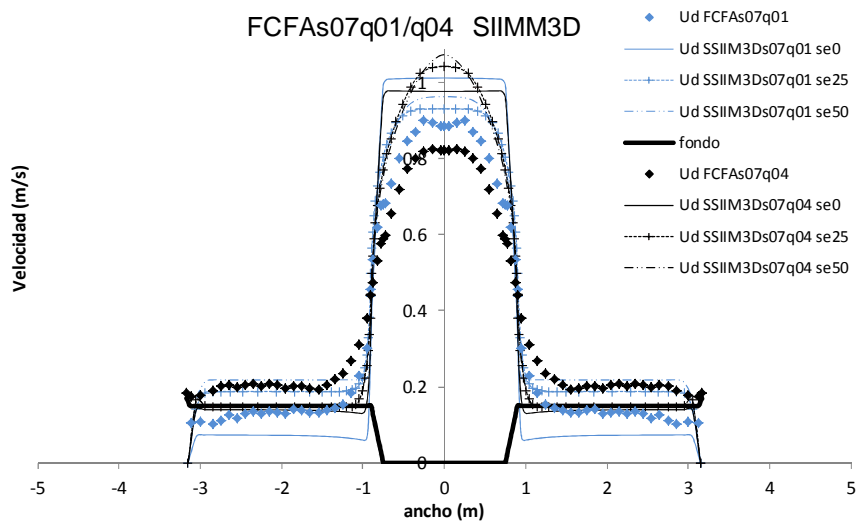


Figura 8.7.10 Velocidades promediadas en calado. Comparación entre los valores medidos en FCF y los calculados con SSIM3D en las secciones de aguas arriba, se0, intermedia, se 25 y de aguas abajo, se50. Casos FCFAs07q01 y q04 con reparto según capacidad en la entrada.

Como se puede ver en estas figuras, la distribución de velocidades en la sección de aguas arriba, se0, es similar a la de las Figs. 8.6.1 y 8.6.12 del HEC-RAS (DCM) y en las secciones intermedia, se25, y de aguas abajo, se50, el perfil se parece más al de los datos. En las Figs. 8.7.11 y 8.7.12, se muestran los perfiles de velocidad obtenidos con SSIM3D usando la opción de reparto por defecto. Se puede ver que aunque el perfil en la sección de aguas arriba es peor que en la opción de velocidad según la capacidad, al desarrollarse el flujo este perfil mejora en la sección intermedia, especialmente en el cauce. En las llanuras, sin embargo, parece que para ciertos caudales, p.ej. FCFsA07q01, la velocidad calculada se aleja bastante de la medida.

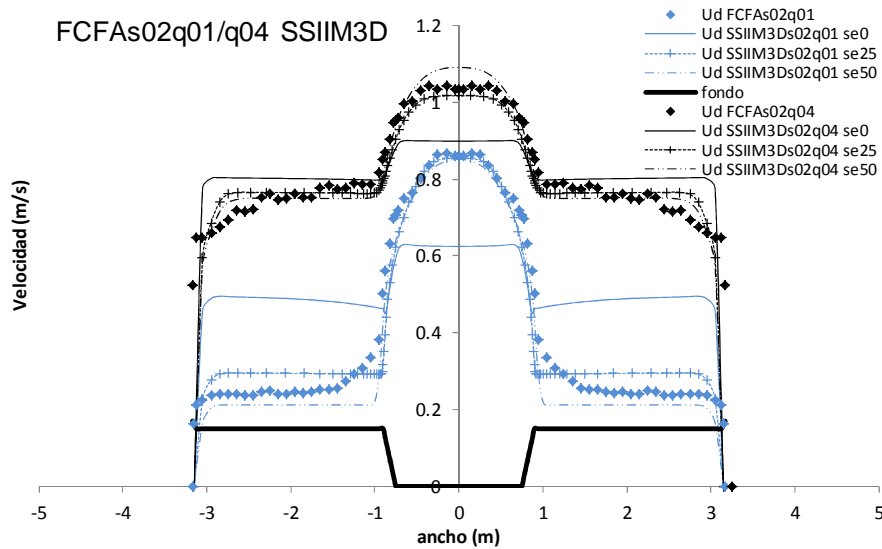


Figura 8.7.11 Velocidades promediadas en calado. Comparación entre los valores medidos en FCF y los calculados con SSIIM3D en la sección de aguas arriba, se0, intermedia, se 25 y de aguas abajo, se50. Casos FCFAs02q01 y q04 con reparto de velocidad uniforme en la entrada.

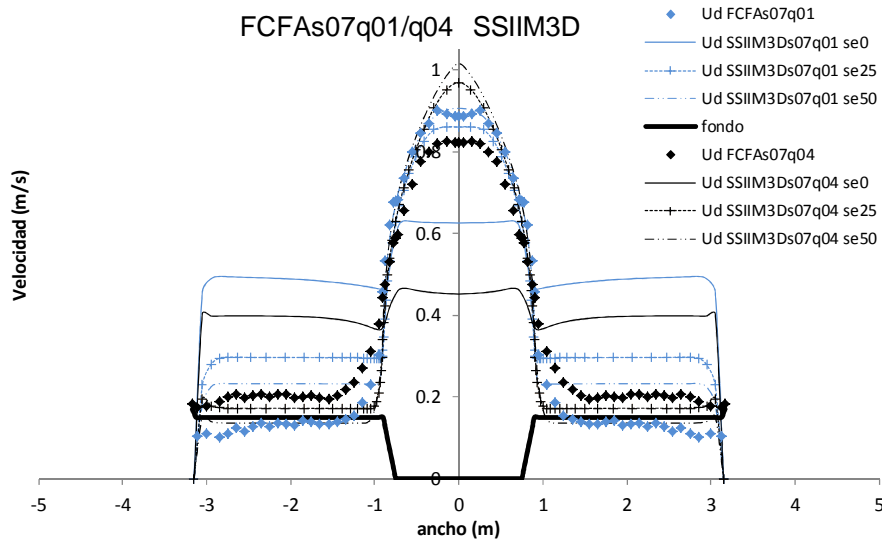


Figura 8.7.12 Velocidades promediadas en calado. Comparación entre los valores medidos en FCF y los calculados con SSIIM3D en la sección de aguas arriba, se0, intermedia, se 25 y de aguas abajo, se50. Casos FCFAs07q01 y q04 con reparto de velocidad uniforme en la entrada.

Los niveles de agua obtenidos con la distribución de velocidad constante, se comparan con los obtenidos aplicando la distribución según la capacidad y como se puede ver en la Fig. 8.7.13 son diferentes cerca de la condición de contorno de aguas arriba, especialmente en los casos con llanuras rugosas. Sin embargo, y a diferencia del modelo 2D, los niveles obtenidos con el reparto según la capacidad están más cerca de los medidos que los obtenidos con el reparto de velocidad uniforme. La razón de este cambio puede estar en que el modelo 3D incluye más pérdidas que el 2D y los niveles obtenidos en ambas opciones de cálculo son mayores acercándose a los reales en un caso y alejándose en el otro. Los niveles obtenidos con la opción de velocidad más uniforme siguen quedando del lado de la seguridad, pero la diferencia respecto de los reales es demasiado grande. Por otro lado, con ninguna de las dos distribuciones de velocidad en la sección de contorno de aguas arriba se consigue una pendiente de agua paralela al fondo en todo el canal, que es otra de las condiciones de los ensayos.

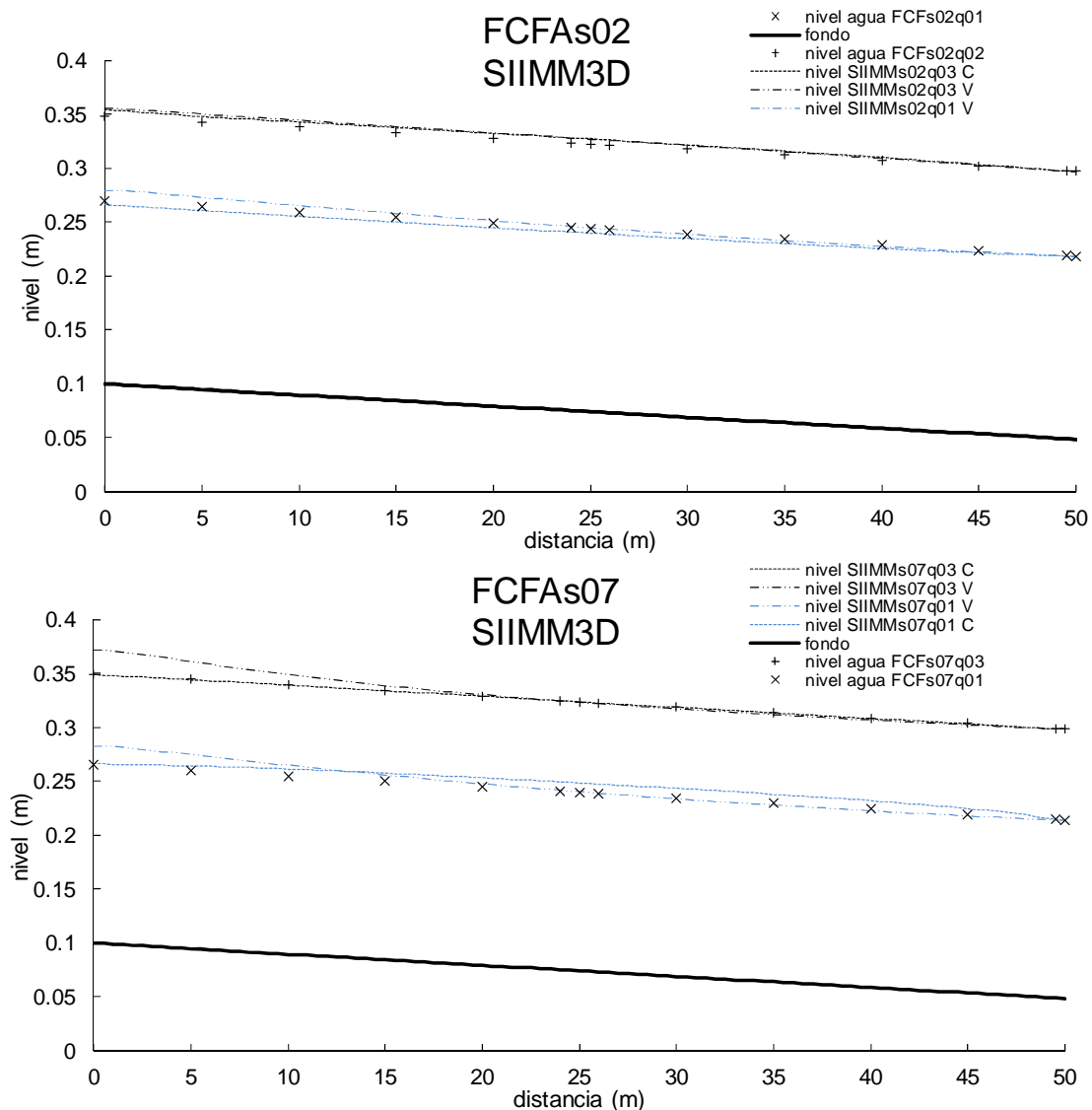


Figura 8.7.13 Perfiles longitudinales de los caudales FCFAs02q01/q04 y FCFAs07q01/q04 y perfiles obtenidos con SIIMM3D para cada una de las opciones disponibles en la condición de contorno de aguas arriba, reparto con velocidad uniforme, V y reparto según capacidad, C.

Como resumen del análisis de la condición de contorno de aguas arriba y de las diferentes opciones que permiten los modelos, se muestran los niveles de agua obtenidos con HEC-RAS (DCM y SCM), SRH2D y SIIMM3D en todas las posibilidades. Se puede observar en la Fig. 8.7.14 como los niveles obtenidos con el modelo 1D no son necesariamente los peores, dejando claro que una mayor complejidad en el modelado añade unas incertidumbres que no tienen por qué mejorar la solución. Es importante destacar que en los casos en los que las llanuras son más rugosas, serie FCFsA07, aumentan las diferencias entre los diferentes modelos y los datos, siendo necesario avanzar en el conocimiento del comportamiento de los modelos numéricos especialmente en estos casos.

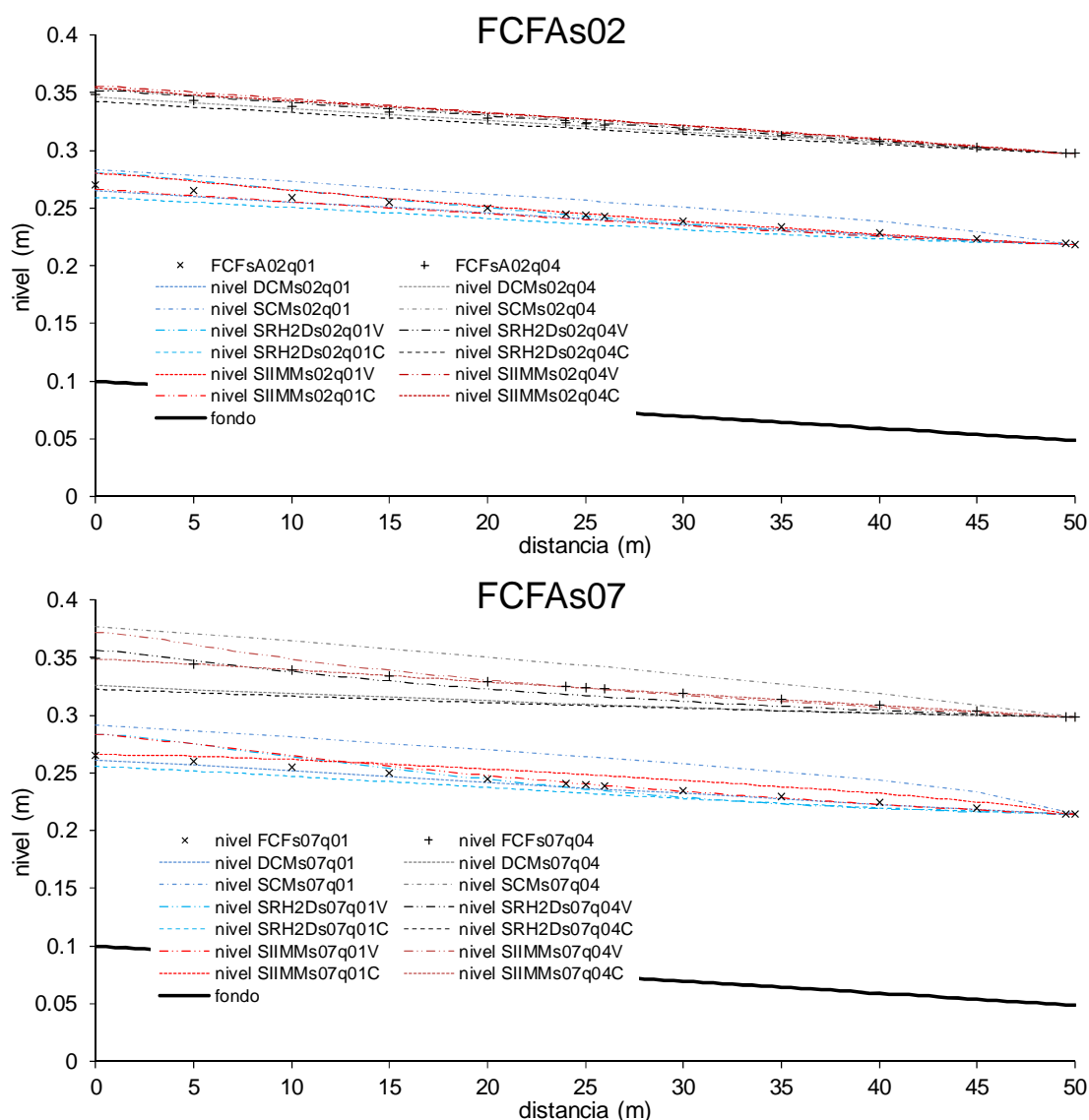


Figura 8.7.14 Perfiles longitudinales de niveles de agua de los ensayos del FCFAs02 y FCFAs07 y perfiles obtenidos con HEC-RAS1D (SCM y DCM), SRH2D y SIIMM3D para cada una de las opciones disponibles en la condición de contorno de aguas arriba.

8.7.2. Condiciones reales de los experimentos del modelo reducido del Besós

Como se vio en el Cap. 7, en el modelo reducido del río Besós se conocen con bastante precisión los valores de las velocidades y niveles en las secciones de contorno tanto de aguas arriba como de aguas abajo. Por lo tanto parece que sería fácil imponer estas condiciones en los modelos. Sin embargo, veremos que no es así. Además ya se ha visto en los apartados anteriores que cuando el cauce es sinuoso la influencia de las condiciones de contorno se reduce y no afecta a toda la geometría.

Resultados del modelo HEC-RAS

El modelo 1D no permite fijar una distribución de velocidades en la sección de contorno de aguas arriba, por lo tanto no se pueden mejorar los resultados conociendo el reparto de caudal, velocidad o niveles en las secciones de contorno. En el subcapítulo 8.6 ya se analizaron los resultados del 1D en el modelo del Besós aplicando las

condiciones de los experimentos y se comprobó que conociendo la condición de contorno de aguas abajo los resultados mejoran con respecto a la condición de régimen uniforme, o en el caso del Besós, del régimen de los experimentos.

Resultados del modelo SRH2D

En el caso del modelo 2D, y con el fin de aplicar la distribución de velocidad de los experimentos del Besós, se podría dividir la sección en cauce y llanuras y repartir el caudal en la entrada según la zona. Sin embargo, no es tanto el objetivo de esta tesis entrar en un detalle tan profundo de los modelos como establecer a nivel práctico qué podemos esperar de cada modelo en una situación real de trabajo. En este sentido ya se comparó en las Figs. 8.6.44 y 8.6.45, para los casos sin plantas, y en las Figs. 8.6.57 y 8.6.58, para los casos con plantas, los resultados del SRH2D con dos distribuciones diferentes en la entrada, comprobándose que cuando la distribución se aleja más de la real los niveles de agua son más altos que con distribuciones más aproximadas a la realidad. En el caudal BesosQ19cp se han impuesto las distribuciones de velocidad en la entrada, ver Fig. 8.7.15, y los niveles de agua se muestran en las Fig. 8.7.16. Es decir que en el caso de que se conociera la distribución real en la entrada y se impusiera en SRH2D esa distribución, los niveles de agua serían más bajos que los obtenidos con la distribución de velocidad uniforme pero más altos que los obtenidos con la distribución según la capacidad de transporte de cada elemento.

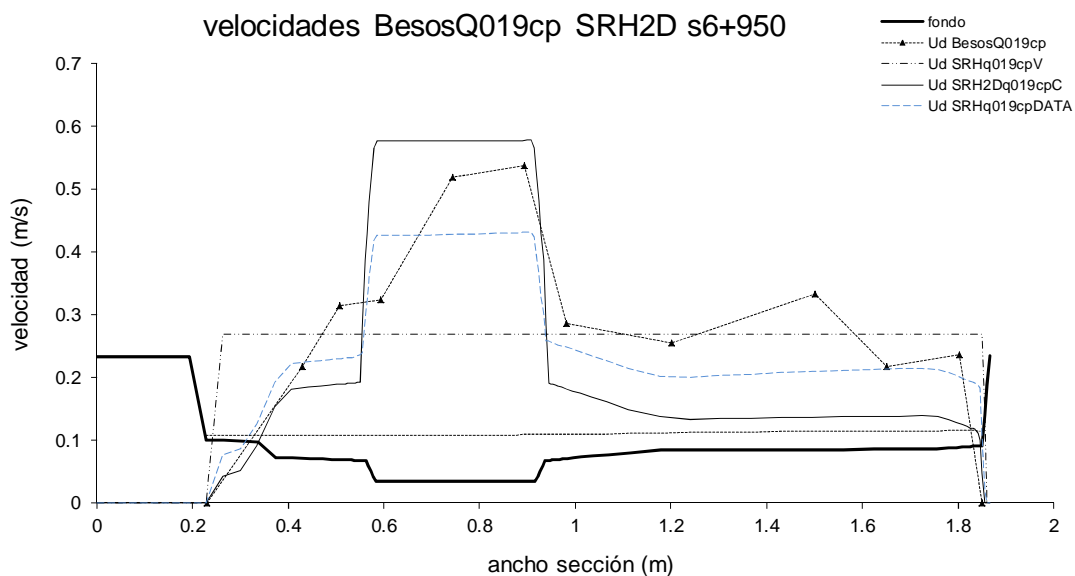


Figura 8.7.15 Perfil transversal de velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el Besòs y el calculado con SRH2D. Valores obtenidos para el caudal BesosQ019cp en la sección de entrada usando una distribución adaptada a los datos, DATA.

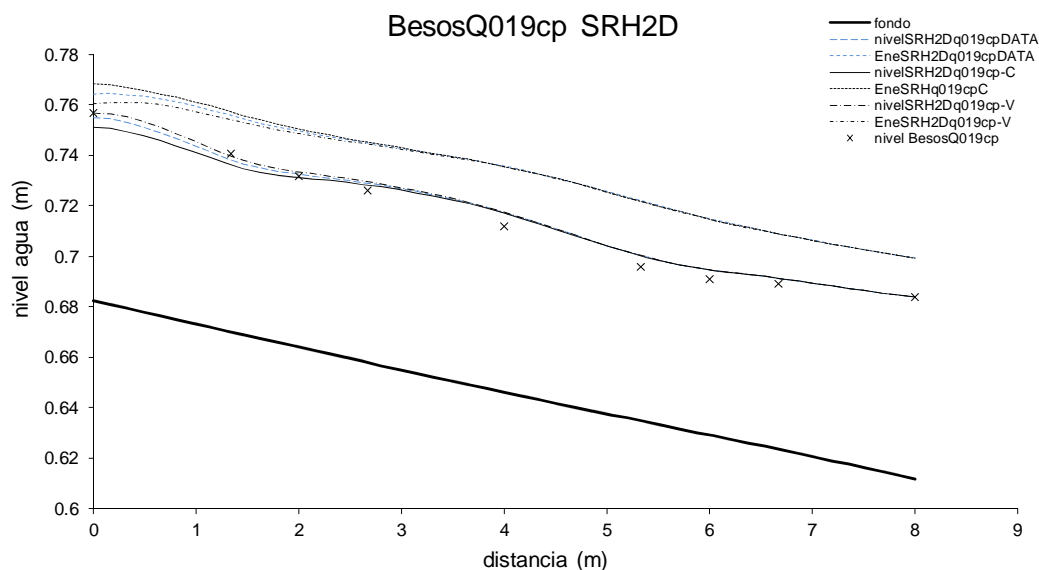


Figura 8.7.16 Perfiles de agua del caudal BesosQ019cp y perfiles calculados con SRH2D para las opciones disponibles en la condición de contorno de aguas arriba, reparto con velocidad constante, V, reparto según capacidad, C y reparto según datos, DATA.

Por lo tanto, aunque el modelo 2D permite imponer una distribución de velocidades conocida en la entrada, como se ha demostrado, esto no es garantía de unos resultados mejores que el reparto de velocidad uniforme en cuanto a niveles de agua. Sin embargo, parece claro que la peor distribución para el FCF y el Besós es la de la capacidad, que maximiza el caudal del cauce y minimiza el de las llanuras. En este sentido hay que decir que la literatura existente no hay acuerdo. Por un lado Wilson et al (2002) usando las condiciones de contorno y la rugosidad de los experimentos, obtuvieron niveles de agua mayores que los medidos. En un trabajo posterior Wilson et al (2003) afirman que los niveles de agua coinciden con los medidos sin necesidad de ajustes. Rameshwaran y Shiono (2003) calibraron el coeficiente de rugosidad con el fin de ajustar los niveles de agua, resultando en unos coeficientes mayores que los experimentales, lo que significa que los niveles de agua calculados por el 2D eran menores que los medidos. Con los mismos experimentos, Ramehswaran y Naden (2003) aplicaron un modelo 3D y ajustaron los niveles aumentando la rugosidad, dado que los niveles de agua calculados también eran menores que los medidos experimentalmente. Sin embargo, Morvan et al (2002) en otro modelo 3D usaron coeficientes de rugosidad menores que en los experimentales para bajar los niveles. Esta diversidad en los resultados puede ser normal por las diferencias propias entre modelos, modeladores y condiciones de la modelación. El trabajo de esta tesis ofrece sin embargo, la oportunidad de aclarar que uno de los factores puede ser la distribución de velocidades en la sección de contorno de aguas arriba.

Resultados del modelo SSIIM3D

En SSIIM3D se puede asignar una distribución de velocidad en la sección de aguas arriba. En el caso del cauce recto del FCF se vio que una distribución basada en la capacidad hidráulica de cada elemento mejoraba los resultados del 3D en niveles de agua, debido a que los niveles obtenidos con la distribución de velocidad uniforme eran muy altos en la sección de contorno de aguas arriba. En el caso del modelo del Besós, la distribución en la entrada se conoce y se puede asignar la velocidad medida en cada

elemento de la malla. En el caudal BesosQ019sp y BesosQ19cp se han impuesto las distribuciones de velocidad en la entrada, ver Fig. 8.7.17, y los niveles de agua se muestran en las Fig. 8.7.18. A pesar de que las velocidades en la entrada son diferentes, el nivel de agua no varía mucho entre una distribución y otra. Es decir, con cauce sinuoso los resultados del SSIIM3D parecen no depender tanto de la condición de contorno de aguas arriba como con cauce recto.

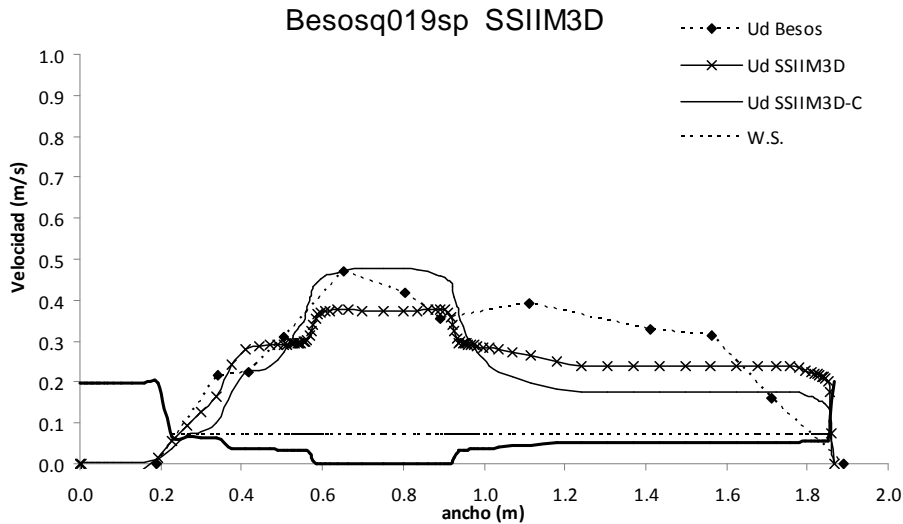


Figura 8.7.17 Velocidades promediadas en calado. Comparación entre el valor medido en el Besós y el calculado con SSIIM3D. Valores obtenidos para el caudal BesosQ019sp en la sección de entrada usando una distribución según la capacidad, C, y según los datos, D.

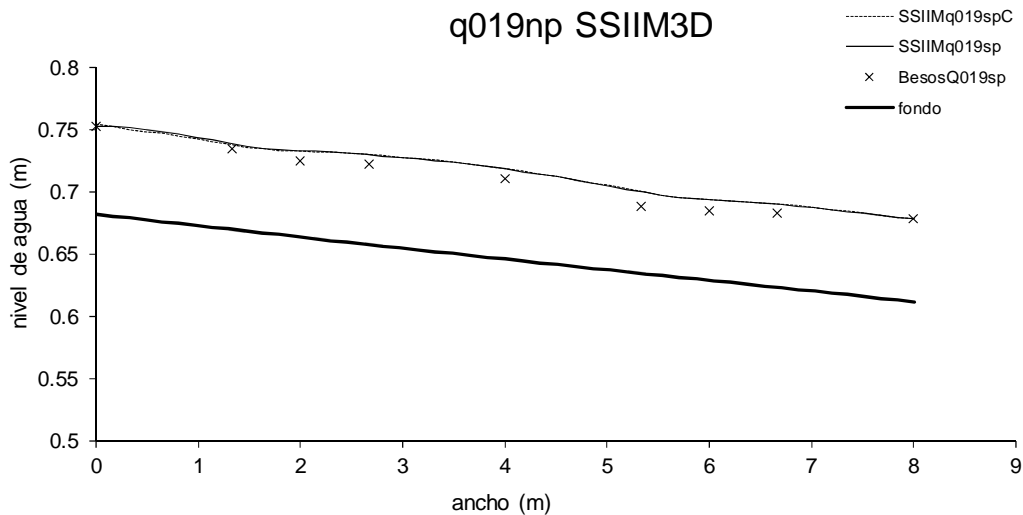


Figura 8.7.18 Perfiles de agua del caudal BesòsQ019cp y perfiles calculados con SRH2D para las opciones disponibles en la condición de contorno de aguas arriba, reparto con velocidad constante, V, reparto según capacidad, C y reparto según datos, DATA.

Como resumen del análisis de la condición de contorno de aguas arriba en el caso del cauce sinuoso del modelo del Besós, se muestran los niveles de agua obtenidos con HEC-RAS (DCM y SCM), SRH2D y SIIMM3D en todas las posibilidades. Al igual que ocurría en el canal recto, se puede observar en la Fig. 8.7.19 que los peores niveles no son los del modelo 1D, dejando claro que una mayor complejidad añade incertidumbres y no mejoran los resultados. Cuando las llanuras son más rugosas que el cauce (serie

Besós con plantas) las diferencias entre los modelos y los datos son ligeramente mayores que en los casos con rugosidad uniforme, siendo necesario avanzar en el conocimiento de los modelos numéricos especialmente en estos casos.

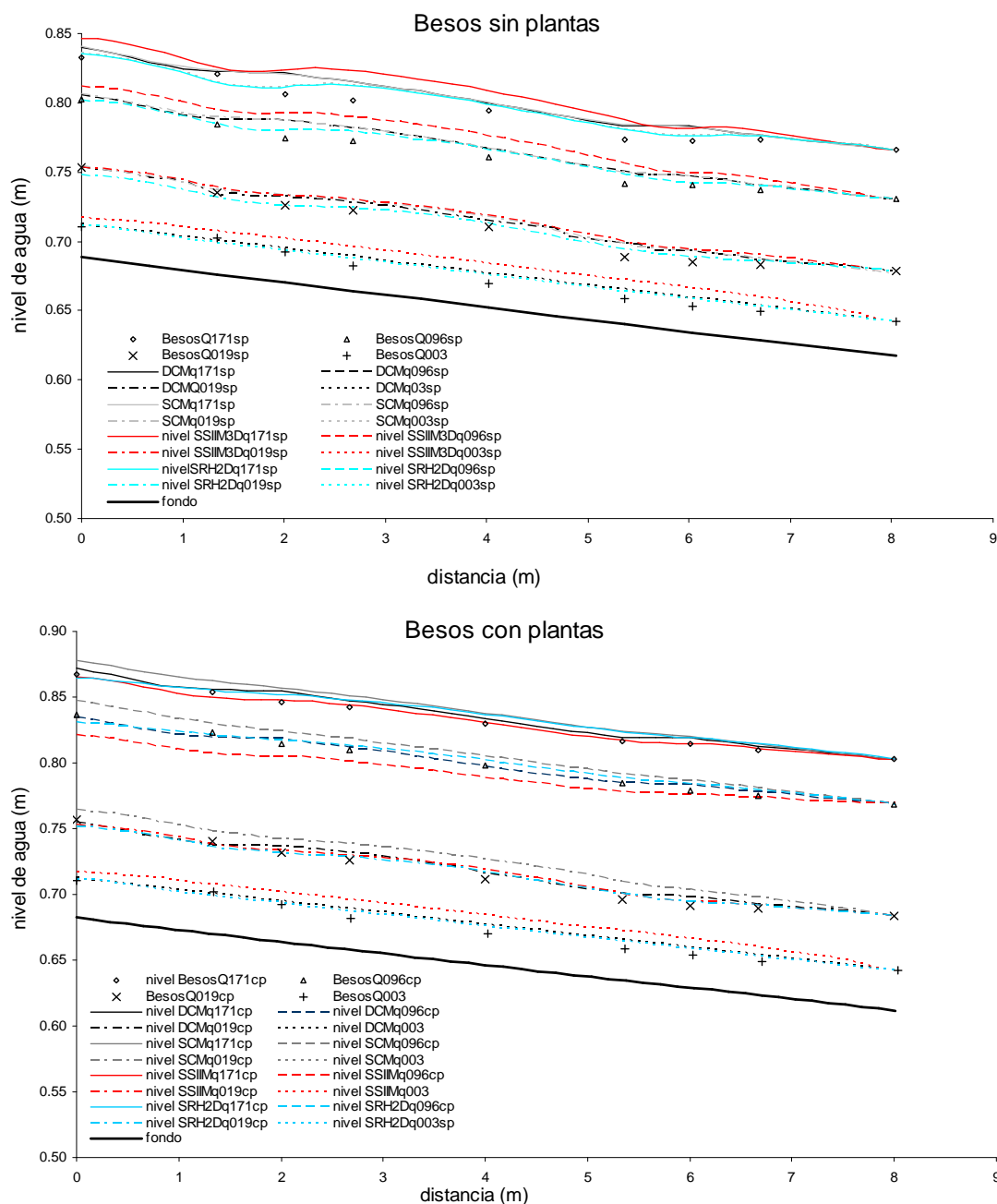


Figura 8.7.19 Perfiles longitudinales de niveles de agua de los ensayos del Besós, perfiles obtenidos con HEC-RAS (SCM y DCM), SRH2D y SIIM3D.

8.8. Conclusiones

La mayoría de los trabajos de investigación de modelos numéricos con flujo desbordado en cauces con llanuras, concluyen que los modelos 2D y 3D dan buenos resultados tras el ajuste de la rugosidad. Sin embargo, trabajos como el de Wilson et al (2002) muestran como sin ajuste los resultados no son tan buenos. En este capítulo se han analizado los resultados de diferentes modelos aplicados a un cauce recto y a un

cauce sinuoso con llanuras, manteniendo las condiciones y parámetros de los ensayos. Los resultados obtenidos muestran que en una simulación sin ajuste de rugosidad, una mayor complejidad del modelo no asegura mejores resultados en niveles de agua y como consecuencia de esto tampoco en velocidades promediadas en calado. Las principales conclusiones de este capítulo se resumen en:

- Cuando se trabaja con modelos numéricos de ríos es conocida la influencia de las condiciones de contorno en los resultados, en la práctica se trata siempre de ampliar la zona de estudio para reducir esa incertidumbre. Sin embargo, los resultados de este capítulo demuestran que afectan más a los modelos más avanzados, 2D y 3D, que a los más sencillos 1D, especialmente en cauce recto.
- Las condiciones de contorno de aguas abajo, y especialmente de aguas arriba, condicionan mucho los resultados cuando las geometrías son sencillas, cauce recto y llanuras paralelas al cauce. En los casos de cauce sinuoso la influencia de la condición de aguas arriba se reduce al primer meandro.
- Como consecuencia de la conclusión anterior, la definición de las condiciones de contorno, en niveles de aguas abajo y en reparto de velocidad aguas arriba, parece ser un factor de incertidumbre importante en modelos 2D y 3D. Una mala definición de la condición de contorno de aguas arriba puede dar errores mayores que usando un modelo 1D y que las sencillas fórmulas del Capítulo 5.
- En cauces rectos, usando los modelos 1D, 2D y 3D en las condiciones de régimen uniforme de los experimentos, el modelo 2D da calados peores que los del modelo 1D. Sin embargo los resultados en velocidades parecen ser mejores.
- El modelo 3D utilizado tampoco mejora mucho los resultados en niveles, sobre todo para determinadas condiciones de contorno en la entrada, provocando que en las secciones cercanas a las condiciones de contorno la distribución de velocidades no sea buena y en algunos casos peor que la del 1D.
- Los resultados obtenidos usando como condición de contorno de aguas abajo la de los ensayos son mejores que cuando se usa como condición de contorno la de régimen uniforme. En este sentido la aplicación de las fórmulas y métodos propuestos en los primeros capítulos para estimar el nivel de agua en la sección de contorno de aguas abajo mejorarían los resultados en modelos 2D y 3D.
- Aunque pueda parecer que estas conclusiones sólo son válidas para los modelos utilizados, el estudio de la literatura demuestra que otros modelos tienen comportamientos similares y precisan de una calibración de los coeficientes de rugosidad para ajustar los niveles de agua. Es verdad que los resultados obtenidos por otros autores son contradictorios, pero el hecho de no explicar algunas de las condiciones o parámetros de la modelación pudiera influir más en los resultados que el propio modelo, como se ha demostrado en este capítulo.

9. CONCLUSIONES Y PROPUESTAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS.

9.1. Conclusiones

La motivación inicial de esta tesis era estudiar experimentalmente el efecto de la rugosidad de las llanuras en el flujo desbordado en cauces de sección compuesta. La falta de medios y de oportunidades para utilizar instalaciones de laboratorio supuso un inconveniente que se ha complementado con una intensa búsqueda bibliográfica y un esfuerzo por desarrollar una fórmula general que cubriera todo el trabajo experimental desarrollado por otros autores. Los experimentos desarrollados en su día en el FCF permitieron avanzar en el conocimiento de las pérdidas debidas a la interacción entre cauce y llanuras en cauces de sección compuesta, tanto de planta recta como meandriforme. Sin embargo, esos trabajos y los métodos desarrollados hasta ahora no cubrían el amplio abanico de posibilidades que se dan en los cauces naturales. En este sentido, el objetivo de la tesis se consigue con la formulación desarrollada en el Cap. 4 para el coeficiente aparente de fricción, que mejora el ajuste obtenido con otras fórmulas en el amplio rango de geometrías y rugosidades analizadas.

Las principales conclusiones de cada uno de los capítulos se han incluido al final de éstos. Por lo tanto aquí solo se va a presentar un resumen de las conclusiones más destacadas. Las nuevas fórmulas propuestas en el Cap. 4 para estimar la tensión aparente de corte en la línea vertical que separa el cauce y las llanuras en cauces prismáticos de sección compuesta, incluye los parámetros más importantes que influyen en el valor de la tensión aparente. Los resultados obtenidos confirman el trabajo de Cristodoulou (1992) sobre la fuerte dependencia de la relación de anchos. Sin embargo, se ha demostrado que la relación de calados es también un factor muy importante que influye en el valor del coeficiente aparente de fricción.

Otro de los resultados destacables obtenidos en esta tesis es el efecto de la asimetría de las llanuras en la tensión de interacción. El análisis de todas las configuraciones en las llanuras, para las mismas series de experimentos, ha demostrado que la existencia de una pared en lugar de otra llanura en la margen opuesta no aumenta el valor del coeficiente aparente de fricción hasta el doble del valor obtenido para la misma geometría pero con dos llanuras simétricas.

Especialmente relevante es la relación entre el coeficiente aparente de fricción y la rugosidad relativa. Se ha propuesto un segundo término para ser sumado dentro del coeficiente aparente de fricción, que tenga en cuenta la influencia de las llanuras rugosas. Aunque otros autores no incluyen la rugosidad relativa en sus fórmulas, en esta tesis se demuestra la importancia de tener en cuenta la rugosidad de las llanuras.

Las fórmulas desarrolladas en el Cap. 4 son válidas para canales de pequeña escala y para canales de gran escala pero es necesario señalar la dependencia del coeficiente aparente de fricción con el tamaño del canal. La fórmula obtenida para el canal de gran escala, FCF, es la que se recomienda para los cauces naturales aunque se necesita más investigación sobre datos de campo.

La nueva formulación propuesta en el Cap. 4 se ha aplicado al método ASF_M y los resultados se han comparado con los métodos tradicionales, SCM y DCM_v, y con los últimos métodos desarrollados a partir de los datos del FCF. Los resultados obtenidos han demostrado que aunque en general los nuevos métodos mejoran los resultados de los métodos tradicionales, SCM y DCM_v, en ciertos casos cada método podría no ser aplicable por dar errores todavía grandes. Estos errores son sobre todo debidos a una compensación de errores entre los del cauce y de las llanuras. La comparación de los distintos métodos con los datos ha permitido sacar las siguientes conclusiones:

- El DCM_v siempre da caudales mayores que los medidos en los casos en que las llanuras son igual o más rugosas que el cauce. El SCM, sin embargo, da siempre caudales menores que los medidos.
- En cuanto a los nuevos métodos, el COHM es el que consigue en general mejores resultados para los datos del FCF. Sin embargo, para los datos de canales pequeños es el ASF_M el que mejores resultados da, especialmente cuando las llanuras son más rugosas que el cauce.
- El análisis de los diferentes métodos con datos de ríos naturales, demuestran que el ASF_M es el método que da los mejores resultados. Los demás métodos dan errores demasiado grandes en las llanuras, aunque en el caudal total el error obtenido con COHM y WDCM sea menor que con el ASF_M.
- En el cómputo de todos los datos analizados, el método que menor error medio da en el caudal total es el COHM y el que menores errores da en los caudales zonales de cauce y llanuras es el ASF_M. Sin embargo, si se separan los casos en que las llanuras son igual de rugosas que el cauce de los casos en que son más rugosas, que es lo normal en los ríos naturales, los errores medios muestran que el ASF_M es el mejor en todos los caudales cuando las llanuras son rugosas.

Los resultados del Cap. 5 han permitido conocer el comportamiento de todos los métodos analizados en diferentes configuraciones de cauce y llanuras y proponer mejoras de algunos métodos en los casos en que los resultados no son buenos. Estas modificaciones consisten en incluir coeficientes adimensionales que tienen en cuenta el efecto de la rugosidad de las llanuras o del ancho del cauce y que se traducen en una reducción del error para los métodos, WDCM, IDCM y EDM.

Los resultados experimentales obtenidos en el canal de ensayos CVC, confirman las conclusiones de los Caps. 4 y 5. La fórmula propuesta en el Cap. 4 para calcular la tensión aparente de corte es la que da mejores resultados, y los errores obtenidos aplicando el ASF_M a los caudales analizados son menores que con los demás métodos estudiados. Sin embargo, los nuevos datos no resuelven la incertidumbre que envuelve a la formulación propuesta en cuanto a la influencia del tamaño del canal.

En el Cap. 7 los datos del modelo reducido del río Besós (UPC) han sido analizados en profundidad, obteniéndose importantes conclusiones sobre el flujo desbordado en un río sinuoso con llanuras de inundación. En primer lugar se ha confirmado que en los cauces sinuosos con llanuras poco rugosas la dirección del flujo en el cauce tiende a seguir la dirección de las llanuras a medida que aumenta el caudal. Sin embargo, cuando las llanuras son rugosas, las velocidades en el cauce se dirigen todavía paralelas a las márgenes de éste, excepto en el caudal más alto, que es en el que la rugosidad es menor.

En los casos con cauce sinuoso, se ha comprobado además que el intercambio de masa entre el cauce y las llanuras afecta a la distribución de velocidades en las secciones, de manera que la llanura que recibe agua del cauce, llanura de aguas abajo en la sección de cruce, tiene velocidades más grandes que la que incorpora agua al cauce, llanura de aguas arriba en la sección de cruce. Además, en los casos sin plantas, el punto de máxima velocidad no se produce en el cauce si no en la llanura que recibe agua, aunque en un punto cerca del cauce. Cuando las llanuras son rugosas el máximo de velocidad sí se da en el centro cauce, aunque al aumentar el caudal este punto se va desplazando hacia la llanura que recibe agua del cauce. La distribución de velocidades en cauces meandriformes cambia de una sección a otra, pero se repite cada longitud de onda, o sea entre dos curvas. Integrando las velocidades medidas en el cauce y en las llanuras se ha podido ver la evolución de la distribución del caudal en el cauce entre dos meandros. El caudal máximo se produce en una sección justo aguas abajo de la curva, a partir de esa sección el cauce comienza a ceder a la llanura de aguas abajo más caudal del que recibe de la llanura de aguas arriba y el caudal que circula por el cauce se reduce hasta la sección de cruce. En esta sección el cauce tiene su mínimo caudal y el cómputo del de las dos llanuras es máximo. A partir de esa sección en el cauce comienza a entrar más caudal del que sale hasta pasar la curva, donde se produce nuevamente un máximo.

Respecto a las fuerzas actuantes en el fenómeno, los resultados muestran claramente que la principal fuente de pérdidas en el flujo desbordado en cauces sinuosos es la debida al intercambio de masa entre el cauce y las llanuras. Al contrario de lo que ocurre en cauces rectos las tensiones turbulentas debidas al gradiente de velocidades entre cauce y llanura son de menor importancia. Aun así, cuanto más rugosas son las llanuras mayor peso tienen las fuerzas aparentes de corte respecto del intercambio de masa. Esto es debido principalmente a que cuando las llanuras son muy rugosas el fenómeno es diferente, al no ser capaz el flujo de las llanuras de sobrepasar el flujo del cauce, generándose unas fuertes tensiones en la línea vertical de separación. Cuantitativamente las fuerzas de rozamiento con el contorno sólido son equivalentes a las debidas a las tensiones turbulentas, mientras que las de intercambio de masa son mayores. Esto es válido para los dos caudales mayores, Q_{171} y Q_{96} , en los dos casos, sin plantas y con plantas. En los caudales más pequeños todas las fuerzas se igualan, aunque en los casos con plantas las fuerzas debidas a las tensiones turbulentas son ligeramente más grandes.

Todos estos fenómenos que actúan en el flujo desbordado en cauces sinuosos complican el cálculo del caudal en una sección. Además, dada la no uniformidad del flujo entre secciones, se hace necesario tener en cuenta todos los fenómenos en una longitud de onda completa. En este sentido el modelo EDIFM de Martín-Vide y López-Querol (2004) parece el más adecuado, ya que además ha sido validado para llanuras rugosas. Se ha propuesto una modificación del modelo para que tenga en cuenta las fuerzas debidas a las tensiones turbulentas, y que mejora el reparto de caudal entre el cauce y las llanuras. Al igual que en cauces rectos la diferencia de rugosidad entre el cauce y las llanuras es un parámetro muy importante en el cálculo de las tensiones aparentes de corte. Con los datos experimentales del modelo reducido del río Besòs, y tal y como mostraron Wormleaton et al (2004) con los datos del FCF, se ha observado que cuando las llanuras son más rugosas que el cauce los métodos de separación horizontal dan resultados físicamente imposibles, siendo por lo tanto más apropiado un método que separe el cauce y las llanuras mediante una línea vertical.

En último capítulo de esta tesis, Cap. 8, se ha analizado el comportamiento de diferentes modelos numéricos en 1D, 2D y 3D con datos de flujo desbordado en un cauce recto y un cauce sinuoso con llanuras, manteniendo las condiciones y parámetros de los ensayos. Los resultados obtenidos muestran que en una simulación sin ajuste de rugosidad, una mayor complejidad del modelo no asegura mejores resultados en niveles de agua y como consecuencia de esto tampoco en velocidades promediadas en calado. Las principales conclusiones de este capítulo se resumen en:

- La influencia de las condiciones de contorno en los resultados afectan más a los modelos más avanzados, 2D y 3D, que a los más sencillos 1D, especialmente en geometrías de cauce recto y llanuras paralelas al cauce. En los casos de cauce sinuoso la influencia de la condición de aguas arriba se reduce al primer meandro.
- La definición de las condiciones de contorno, en niveles de aguas abajo y en reparto de velocidad aguas arriba, parece ser un factor de incertidumbre importante en modelos 2D y 3D. Una mala definición de la condición de contorno de aguas arriba puede dar errores mayores que usando un modelo 1D y que las sencillas fórmulas del Cap. 5.
- En cauces rectos, usando los modelos 1D, 2D y 3D en las condiciones de régimen uniforme de los experimentos, el modelo 2D da calados peores que los del modelo 1D. Sin embargo los resultados en velocidades parecen ser mejores.
- El modelo 3D utilizado tampoco mejora mucho los resultados en niveles, sobre todo para determinadas condiciones de contorno en la entrada, provocando que en las secciones cercanas a las condiciones de contorno la distribución de velocidades no sea buena y en algunos casos peor que la del 1D.
- Los resultados obtenidos usando como condición de contorno de aguas abajo la de los ensayos son mejores que cuando se usa como condición de contorno la de régimen uniforme. En este sentido la aplicación de las fórmulas y métodos propuestos en los primeros capítulos para estimar el nivel de agua en la sección de contorno de aguas abajo mejorarían los resultados en modelos 2D y 3D.

9.2. Propuestas futuras de investigación.

Con estas conclusiones en mente, se abre un amplio campo de posibilidades a la hora de avanzar en el conocimiento del flujo desbordado en cauces con llanuras. En primer lugar el análisis de los datos experimentales muestra que algunas de las variables que influyen en la tensión de interacción entre el cauce y las llanuras en cauces de planta recta han sido poco estudiadas. Se propone por tanto avanzar en el trabajo experimental de la rugosidad de las llanuras, en el sentido de estudiar para la misma geometría diferentes tipos de rugosidad, entre ellas rugosidad de fondo (hierba baja, campos sin vegetación, etc.) o rugosidad que simule vegetación y afecte a gran parte del calado (árboles, grandes arbustos, vegetación tipo carrizo, etc.). En el caso del canal de gran escala, FCF, la estimación con la nueva fórmula propuesta en el Cap. 4 es muy buena, pero en los casos de canales de pequeña escala se ha encontrado una gran dispersión en las diferentes series de datos y por lo tanto parece necesario más análisis en este sentido.

La siguiente propuesta está más enfocada a la influencia de la escala o tamaño del canal. En primera aproximación se ha propuesto el tamaño como la variable diferenciadora de las dos formulaciones obtenidas, pero con los datos disponibles no se puede demostrar que esta sea la causa. Esta diferencia de tamaños lleva asociada otros

aspectos que deberían ser aislados con el fin de determinar por qué el valor de la tensión de interacción es diferente en los canales pequeños que en el FCF. Variables como la longitud del canal, la distribución del caudal en la sección de medida, el desarrollo del flujo, o la escala de rugosidad deben ser analizados experimentalmente con el fin de poder concluir cuál es la auténtica razón de que las fórmulas que mejor ajustan los datos tengan diferentes coeficiente.

Los datos disponibles tienen como límites máximos un ancho relativo de 6.67 y un calado relativo de 0.5, por lo que se sugiere avanzar sobre todo en el estudio de anchos. Otros parámetros como el factor de forma del cauce y la pendiente de las márgenes del cauce han sido poco analizadas hasta ahora y son necesarios más datos con diferentes valores de estos parámetros.

En relación al análisis de los métodos desarrollados para cauces compuestos, hay que reconocer que los resultados son bastante buenos con todos los métodos y que probablemente nuevos datos experimentales permitirán solo mejoras residuales. En este sentido se propone avanzar en la facilidad de programación y aplicación de los métodos para que su uso se generalice, especialmente en los métodos basados en las tensiones de interacción entre cauce y llanuras. En este sentido se propone avanzar en el desarrollo de experimentos en condiciones de flujo, de rugosidad y de geometría que no hayan sido contemplados en esta tesis. Como ejemplos se sugiere usar rugosidades en las llanuras que simulen la hierba baja y los arbustos de altura media, también se pueden analizar diferentes pendientes y la asimetría de las llanuras con otras geometrías.

El trabajo experimental desarrollado en el CVC puede ser incluido entre los canales pequeños pero la fórmula que mejor ajusta a los datos es la que se obtuvo para el gran canal FCF. En este sentido parece claro que hay que avanzar en el efecto que la distribución de velocidades en la entrada tiene en el desarrollo del flujo y por tanto de las tensiones de interacción. Si se asume que los resultados del CVC y por tanto del FCF se producen en condiciones de distribución uniforme del flujo de cauces y llanuras, entonces se hace necesario discutir los resultados de Bousmar et al (2006) que demuestran que el FCF no permitía establecer la distribución uniforme en la sección de medida y proponer una nueva metodología para que el trabajo experimental desarrollado a partir de ahora se haga en las mismas condiciones de flujo.

En cuanto al análisis de los datos de cauce sinuoso con llanuras, parece evidente que el tamaño del canal es demasiado pequeño como para poder generalizar los resultados obtenidos. Se hace por tanto necesario analizar en el mismo sentido los datos de las series B y C del FCF que todavía no han sido explotados, especialmente en los casos de las llanuras rugosas. También se propone buscar datos de ríos naturales con geometría meandriforme o programar una campaña de medidas en un río como el Besós que permitiría extraer conclusiones más generales y de aplicación directa a otros casos similares. El análisis de todos estos datos permitiría a su vez generalizar el método de Martín-Vide y López-Querol (2004) y la fórmula propuesta en esta tesis para el coeficiente de interacción entre cauce y llanuras. Por último se proponen nuevos ensayos en canales pequeños tomando medidas en diferentes secciones (cruce y curva) pero usando equipos de medida más avanzados que permitan establecer distribuciones verticales de las velocidades con otro tipo de rugosidad (varillas verticales o rugosidad de fondo con elementos flexibles o rígidos).

Los resultados obtenidos con los modelos numéricos en 1D, 2D y 3D son realmente decepcionantes, especialmente en el caso del 2D, y por lo tanto en primer lugar se sugiere avanzar en la calibración de los modelos pero teniendo en cuenta que se deben respetar las condiciones de los experimentos, especialmente en la sección de entrada, donde se han encontrado más incertidumbres. Estas incertidumbres hacen que sea difícil establecer una regla general en cuanto a los coeficientes de rugosidad y la discretización de la malla. En este sentido se propone estudiar con más profundidad el efecto que la discretización de la malla tiene en la calibración del coeficiente de rugosidad de Manning, tanto en cauces rectos como meandriformes.

9. CONCLUSIONS AND FUTURE RESEARCH

9.1. CONCLUSIONS

The initial motivation of this thesis was to experimentally study the effect of floodplain roughness into the overbank flow in compound channels. The for carrying experimental measurements in laboratory channels was an inconvenient which has been compensated with an intense literature review and a hard effort to develop a general formulation which covered the experimental work existing in the literature. Experimental work carried out in the FCF was an important advance in the knowledge of the floodplain and main channel interaction in compound channels, including straight and meandering planforms. However, these experiments and the methods developed since then have been unable to cover all the main channel and floodplains configurations existing. In this line, the main objective of this thesis has been aimed with the formulation developed for the apparent friction coefficient in Chapter 4, which improves the agreement obtained with other formulae for a wide variety of geometries and roughnesses.

The conclusions for each Chapter have been discussed separately at the end of them. Therefore, only a summary of the main conclusions is presented here. The new formulae proposed in Chapter 4 for the estimation of the apparent shear stress at the main channel and floodplain interface, include the most relevant parameters influencing this apparent stress. The results obtained in that Chapter 4 confirm the Cristodoulou (1992) conclusions about the dependency on the floodplain and main channel width ratio. However, the depth ratio has been found to be an important factor which affects the apparent friction coefficient.

Other important result in the effect of the floodplain asymmetry on the apparent shear stress. The presence of a wall instead of another floodplain in one the main channel banks, affects to the value of the apparent friction coefficient, but this influence is not the double than with two floodplains, as other authors have found.

Of special relevance is the relationship between the apparent friction coefficient and the roughness ratio. Another term is added to the apparent friction coefficient, in order to take into account the influence of the roughened floodplains. This complete formulation developed in Chapter 4 is valid for small-scale channels and for large-scale channels, but it is necessary to point out the dependence of the apparent friction coefficient to the channel dimensions. The complete formula developed for the large FCF is recommended for natural channels, keeping in mind that more research is necessary with field data.

The new formulation proposed in Chapter 4 has been applied to the ASFM and the results have been compared with traditional methods, as SCM and DCM_v, and with new methods. The results have demonstrated that the new methods improve the agreement obtained with traditional methods. However, in some special cases, new methods failed to be acceptably accurate. The higher errors are due to different sign errors between the main channel and floodplain discharges. The comparison of those methods has shown important conclusions:

- DCMv gives larger discharges in the cases where the floodplains are more or equal roughened than the main channel. However, SCM gives lower discharges always.
- Comparing the new methods it can be concluded that COHM is the best for the FCF data. However, for the small-scale channels, ASFM is better, especially when the roughness in the floodplains is greater than in the main channel.
- The analysis of the methods with natural river data has shown that the ASFM gives the best agreement. The other methods overestimate the floodplain discharge so much, even if COHM and WDCM give lower errors than ASFM in total discharge.
- In the total range of data analysed, the lower mean error in total discharge is obtained by COHM, being the ASFM the best in zonal discharges in main channel and floodplains. However, if the cases with uniform roughness are treated separately than the cases with heterogeneous roughness, the lower errors are obtained with ASFM for the channels with roughened floodplains.

These results in Chapter 5 have made possible to know how the different methods calculate the discharge in diverse configurations of main channel and floodplains, and several improvements have been proposed for some methods. These improvements include dimensionless coefficients which take into account the effect of the roughness heterogeneity and the width ratio, improving the results for the WDCM, IDCM and EDM methods.

The experimental work carried out in the CVC laboratory confirms the results obtained in Chapters 4 and 5. The formulation proposed in Chapter 4 is the best in estimating the apparent shear stress, and the the mean errors obtained with the stage-discharge methods show that ASFM gives the best agreement. However, these new data are better adjusted with the large-scale formula, maintaining the uncertainty on the influence of the channel dimensions on the apparent shear stress measurements.

Chapter 7 shows a profound analysis of the experimental data taken out in the Besós river physical-model, and relevant conclusions about the overbank flow in a sinuous river with floodplains have been obtained. Firstly, it is confirmed that the velocity direction depends on the overbank depth and the floodplain vegetation. For low depths, the direction in the main channel is almost parallel to the banks, while in the floodplain it is almost parallel to the floodplain walls. At low depths the highest velocities are found in the main channel close to the floodplain. For higher depths they are found in the floodplain close to the main channel bank. This confirms the trend of the main channel flow to follow the floodplain wall direction for large depths on the floodplains.

In the cases with a sinuous or low meandering channel, the share of the total discharge between the main channel and the floodplains varies along a meander wavelength. The discharge in the main channel reaches its maximum just upstream of the crossover, decreasing until the mid distance between the crossover and the next bend apex. The roughness of the floodplains and the depth of the flow affect the maximum and minimum values of the main channel discharge but not the shape of the distribution, which varies in the same manner.

The influence of the sinuous main channel and the floodplain roughness on the force distribution and mass transfer has been also analysed. The momentum balance analysis

shows that the momentum fluxes associated with the exchange of discharge between the main channel and the floodplains dominate over the turbulent forces at the vertical interface of separation. However, for low depths and large differences in roughness the turbulent forces become as important as the forces due to discharge exchange.

All these complicated phenomenos acting in the overbank flow in meandering channels affect the discharge computation in a compound section. The non-uniformity of the discharge distribution along a meander wavelength also affects the discharge computation. For these reasons a model like the Martín-Vide and López-Querol (2004) EDFIM is recommended for estimating the discharge in meandering compound channels. In this thesis an important generalization of this method has been proposed which take into account the forces due to the turbulent stresses, improving the discharge distribution between the main channel and floodplains. Similarly with the straight cases, the roughness ratio is an important parameter affecting the apparent shear stresses. For these cases with roughened floodplains the vertical separation between the main channel and floodplains has been confirmed to be more appropriate than the horizontal separations, as was shown by Wormleaton et al (2004).

The last chapter of this thesis, Chapter 8, aims to compare the behavior of different numerical models, 1D, 2D and 3D, with compound open channel data when the conditions and parameters of the experiments are unchanged. The results show that if no calibration is achieved, the complexity of the numerical model can not ensure better results in water levels. The main conclusions of this chapter can be summarized as:

- The boundary conditions affect the results obtained with numerical models. Numerical models with higher
- The results obtained with numerical models have been found to be clearly influenced by boundary conditions affect, especially in high-order models, such as 2D and 3D, and in straight channel and floodplains geometries. In case with sinuous main channel the influence of the upstream boundary condition is restricted to the first meander.
- It has been found that boundary conditions, water levels downstream and velocity distribution upstream, are an important uncertainty factor in 2D and 3D numerical modelling. If the real conditions of the experiments are not adequately represented by the boundary conditions, the estimation of water levels and velocities distribution could be better estimated by 1D modelling and by methods analysed in Chapter 5.
- In straight compound channels, if 1D, 2D and 3D models are executed in the same uniform flow conditions than the experiments, the water levels obtained with 2D are lower than with 1D (DCMv). However the 2D velocities seem to be better than 1D.
- Three-dimensional model can not improve the water levels estimation, especially if the velocity distribution at the inlet is unrealistic. The results show that in the sections immediately downstream the inlet sections the velocities and water levels does not improve 1D model values.
- If the downstream boundary condition is estimated from field data or from the new methods (Chapter 5), the results are improved respect to the cases where the uniform water levels are assigned. Methods and formulae analysed in chapter 5 can help 2D and 3D numerical models to improve the water level estimation.

9.2. FUTURE RESEARCH

Having in mind these conclusions, a wide range of possibilities is opened, aiming to improve the existing knowledge on overbank flow in rivers with floodplains. First, the analysis of experimental data shows that some of the variables affecting the stress in the main channel-floodplain interaction have not been widely studied. Thus, an improvement of the experimental research on the roughness of floodplains is proposed, in the sense of, using the same geometry, analysing different types of roughness, like roughness at the bottom (short grass, no vegetated plains, etc.), or roughness simulating depth-penetrating vegetation (trees, bushes, reed vegetation type, etc.). In the case of the large-scale FCF, the estimation obtained with the new formula in Chapter 4 is very good, while in the small-scale channels, a large dispersion in the different data set has been found, and thus, it seems necessary further research on that.

The following proposal is mainly focused on the influence of the scale or dimension of the channel. In the first approach, the scale or dimension of the channel has been proposed as differentiating variable in both obtained formulations, although according to the available data, it cannot be assured this is the reason. This difference in scale is accompanied by several other aspects which should be isolated, if the reason why the stress in the interaction is different in channels smaller than FCF is to be determined. Variables like the channel length, discharge distribution in the control section, flow development and scale of roughness, must be experimentally studied aiming to conclude the reasons why the formulae better fitting the results for different scales use different coefficients.

The available data sets are limited by a relative width of 6.67 and relative depth of 0.5, and hence it is suggested to especially advance in the analysis of widths. Other parameters, like main channel aspect ratio and the main channel banks slope, have been slightly analysed so far, and further data with different values for these parameters, are required.

Regarding the analysis of methods developed for compound channels, it must be recognized that all methods present good results, and probably, new experimental testing would just provide slight improvements. In this sense, it has been proposed to advance in the friendly programming and application of these methods, in order to make their use more general, particularly for those methods based in interaction stresses between main channel and floodplains. Running new experimental research, under flow conditions, roughness and geometries which have not been analysed in this thesis, is proposed. As examples, roughness values simulating short grass and average size shrubs are proposed, along with different slopes and non symmetric floodplains with different geometries.

Experimental work carried out in CVC channel must be included into the small-scale channels. However, the formulation developed for the large FCF gives the best fit with the data. It is evident that is necessary to advance in the study of the effect of the velocity distribution at the inlet, into the flow development and into the apparent shear stresses generation. If we assume that the CVC and the FCF experiments were carried out in uniform flow distribution conditions, then the Bousmar et al (2006) hypothesis

must be discussed and a new methodology for future experimental work must be proposed and validated.

Regarding the analysis on data of a sinuous channel with floodplains, it seems evident that the scale of the channel is too small to allow a generalization of the concluded results. Hence, it is necessary analysing in a similar manner the data belonging to FCF series B and C, which have not been deeply studied so far, especially for rough floodplains. It is also proposed searching for data from natural, meandering rivers, as well as data acquisition chapaigns at rivers like the Besós River, in order to find general remarks, directly applicable to real cases. The analysis of all this data would allow a generalization of the method proposed by Martin-Vide and López-Querol (2004), as well as the new formula proposed in this thesis, for the interaction coefficient between main channel and floodplains. Lastly, new testing in small channels is proposed, recording data at different cross section locations (crossover and apex), but employing more advanced measurement devices allowing to get vertical velocity distributions with other types of roughness (vertical rods or bed roughness with flexible or rigid elements).

The obtained results, using 1D, 2D and 3D numerical models, are disappointing, especially in the 2D case, and thus, it is firstly suggested to improve the calibration processes in these models, having into account that the experimental conditions must be considered, particularly at the inlet section, where uncertainties evident. These uncertainties make difficult to establish a general rule for using roughness coefficients and mesh discretization. Therefore, a deeper analysis of the effect of mesh discretization on the calibration of the Manning's roughness coefficient, for both straight and meandering channels, is recommended.

10. BIBLIOGRAFIJA

1. Ackers, P. (1992) "Hydraulic design of two-stage channels" *Proc. I.C.E., London*, Vol. 96, December, 247-257.
2. Ackers, P. (1993). "Stage-Discharge functions for two-stage channels: the impact of new research". *J. IWEM*, 7, February, 52-61.
3. Ackers, P. (1993b). "Flow formulae for straight two-stage channels". *J. Hydraul. Res., IAHR*, 31(4), 509-531.
4. Alavian, V., Chu, V.H. (1985). "Turbulent exchange flow in shallow compound channel" *Proc., 21st IAHR Congress*, Melbourne, Australia, 446-451.
5. Atabay, S. Knight, D.W. (2006). "1-D modelling of conveyance, boundary shear and sediment transport in overbank flow". *J. Hydraul. Res., IAHR*, 44(6), 739-754.
6. Atabay, S. Knight, D.W., Seckin, G. (2004). "Influence of a mobile bed on the boundary shear in a compound channel". *River Flow 2004, Proc. 2nd Int. Conf. on Fluvial Hydraulics, Napoli, Italy*, Balkema, Leiden, The Netherlands, Vol. 1, 337, 345.
7. Atabay, S. Knight, D.W., Seckin, G. (2005). "Effects of overbank flow on fluvial sediment transport rates" *Proc. I.C.E., Water Management, London* 158 (March), 25-34.
8. Baird, J.I., Irvine, D.L., (1984). "Resistance to flow in channels with Overbank Floodplain Flow" *Proc. 1st Int. Conf. Channels and Channel Control Structures*, Southampton, U.K., 4/137- 4/150.
9. Bhowmik, N.G., Demissie, M. (1982). "Carrying Capacity of Flood Plains". *J. Hydraul. Div., ASCE* 108(3), 443-452.
10. Bousmar, D., Zech, Y. (1999). "Momentum transfer for practical flow computation in compound channels". *J. of Hydraul. Engng, ASCE* 125(7), 696-706.
11. Bousmar, D., Rivière, N., Proust, S., Paquier, A., Morel, R., Zech, Y. (2005) "Upstream discharge distribution in compound-channel flumes" *Journal of Hydraulic Engineering*, 131 (5), 408-412.
12. Bousmar, D., Atabay, S. Knight, D.W., Zech, Y. (2006). "Stage-discharge modelling in mobile bed compound channel". *River Flow 2006, Proc. 3rd Int. Conf. on Fluvial Hydraulics, Lisbon, Portugal*, Taylor & Francis, London, Vol. 1, 333, 341.
13. Bousmar, D., Omran, M., Atabay, S., Knight, D.W. (2009). "Bed shear stress and roughness distribution in meandering compound channels". *Proc. 33rd IAHR Congr., Melbourne*.
14. Buchanan, R.W. (1983). Discussion of "Discharge assessment in compound channel flow". *J. of Hydraul. Engng, ASCE* 109(11), 1559-1560.
15. Cardoso, A. H., Graf, W. H. & Gust, G. (1989). "Uniform flow in a smooth open channel". *J. of Hydraulic Research, IAHR*, 27, 603-616
16. Chow V. T. (1959). "Open Channel Hydraulics". *McGraw Hill Book, Co.Inc.*, New York.
17. Cokljat, D., Younis, B.A. (1995). "Compound-channel flows: A parametric study using a Reynolds-stress transport closure". *J. Hydraul. Res., IAHR*, 33(3), 307-319.
18. Conway, P., O'Sullivan, J. J., Lambert, M. F. (2013). "Stage-discharge prediction in straight compound channels using 3D numerical models". *Proc. I.C.E., Water Maritime Engng., London*, 166(1), 3-15.
19. Cristodoulou R.M. (1992). "Apparent Shear Stress in Smooth Compound Channels" *Water Res. Manage.*, 6, 235-247.
20. Cristodoulou R.M., Myers, W.R.C. (1999). "Apparent Friction Factor on the Flood Plain-Main Channel Interface of Compound Channel Sections" *Proc. 28th IAHR Congress, Graz, Austria*, CD-Rom.
21. Dittrich, A., Hartmann, D., Gottauf, A. (1999). "Validation of resistance formulas of compound channels with field data" *Proc. 28th IAHR Congress, Graz, Austria*, CD-Rom.
22. Dracos, T., Hardegger, P. (1987). "Steady Uniform Flow in Prismatic Channels with Flood Plains" *J. Hydraul. Res., IAHR*, 25(2), 169-185.
23. Elliott, S.C.A., Sellin, R.H.J. (1990). "SERC flood channel facility: skewed flow experiments". *J. Hydraul. Res., IAHR*, 28(2), 197-213.

24. Ervine, D.L., Baird, J.I. (1982). "Rating Curves for rivers with Overbank Flow" *Proc. I.C.E., London*, Vol. 73, Part. 2, June, 465-472.
25. Ervine, D.A., Ellis, J. (1987). "Experimental and Computational Aspects of Overbank Floodplain Flow" *Trans. Royal Soc. Edinburgh: Earth Sciences*, 78, 315-325.
26. Ervine, D.A., Jasem, H.K. (1989). "Flood mechanics in meandering channels with floodplain flow" *Proc. 23rd IAHR Congress*, Ottawa, Canada, B449-B456.
27. Ervine, D.A., Willetts, B.B., Sellin, R.H.J., Lorena, M. (1993). "Factors affecting conveyance in meandering compound flows". *J. of Hydraul. Engng, ASCE* 119(12), 1383-1399.
28. Ervine, D.A., Sellin, R.H.J., Willetts, B.B. (1994). "Large flow structures in meandering compound channels" *Proc. 2nd Int. Conf. on River Flood Hydraulics*, England, 459-469.
29. Ervine, D.A., Macleod, A.B. (1999). "Modelling a river channel with distant floodbanks" *Proc. I.C.E., London*, Vol. 136, No. 1, January, 21-33.
30. Fread, D.L. (1976). "Flood routing in meandering rivers with floodplains" *Rivers'76, Symp. on Inland Waterways for Navigation, Flood Control and Water diversion, ASCE, Fort collins*, Vol. 1, 164-197.
31. Fukuoka, S., Fujita, K. (1990). "Prediction method of flow resistance in rivers with compound channels and application to river course design" *Proc. River Flood Hydraulics*, England, September, 113-122.
32. Garbrecht, J. and Brown, G. (1991). "Calculation of Total Conveyance in Natural Channels." *J. Hydraul. Eng.*, 117(6), 788-798.
33. Ghosh, S., Jena, S.B. (1971). "Boundary Shear Distribution in Open Channel Compound". *Proc. I.C.E., London*, Vol. 49, Aug., 417-430.
34. Ghosh, S., Kar, S.K. (1975). "River Flood Plain Interaction and Distribution of Boundary Shear Stress in a Meander Cahnnel with Flood Plain". *Proc. I.C.E., London*, Vol. 59, Dec., 805-811.
35. Ghosh, S., Mehta, P.J. (1973). "Boundary Shear Distribution in a Compound Channel with Varying Roughness Distribution". *Proc. I.C.E., London*, Vol. 40, June, 159-163.
36. Greenhill, R.K., Sellin, R.H.J. (1993). "Development of a simple method to predict discharges in compound meandering channels" *Proc. I.C.E., London*, Vol. 101, June, 37-44.
37. Higginson, N.N.J., Johnston, H.T., Myers, W.R.C., (1990). "Effect of scale distortion in a compound river channel model study" *Proc. River Flood Hydraulics*, England, September, 391-397.
38. Hin, L.S., Besaih, N., Ling, L.P., Ghani, A.AB., Seng, M.Y. (2008). "Determination of apparent and composite friction factors for flooded equatorial natural rivers". *Intl. J. River Basin Management* Vol. 6(1), 3-12.
39. Holden, A.P., James, C.S. (1989). "Boundary shear distribution on flood plains". *J. Hydraul. Res.* 27(1), 75-89.
40. Huthoff, F., Roos, P.C., Augustijn, D.C.M., Hulscher, S.J.M.H. (2008). Interacting divided channel method for compound channel flow. *J. Hydraul. Eng, ASCE* 134(8), 1158-1165.
41. James, M., Brown, B.J. (1977). "Geometric Parameters that Influence Floodplain Flow". *U.S. Army Experimental Station, Vicksburg, U.S.A., Research Repor H-77-1*.
42. James, C.S., Wark, J.B. (1992). "Conveyance estimation for meandering channels". *HR Wallingfor Ltd, Wallingford, UK, Report SR 329*.
43. Kawahara, Y., Tamai, N. (1989). "Mechanism of lateral momentum transfer in compound channel flows" *Proc. 23rd IAHR Congress*, Ottawa, Canada, B463-B470.
44. Kiely, G. (1990). "Overbank flow in meandering compound channels, the important mechanisms" *Proc. River Flood Hydraulics*, England, September, 207-217.
45. Knight, D.W. (1989). "Hydraulics of flood channels". In *Floods: Hydrological, sedimentological and geomorphological implications*, [Ed. K. Beven], Chapter 6, Wiley, 83-105.
46. Knight, D.W. (2001). "Conveyance in 1-D River Models-Scoping Study on Reducing Uncertainty in River Flood Conveyance" *report, University of Birmingham*.
47. Knight, D.W., Demetriou, J.D. (1983). "Flood plain and main channel flow interaction." *J. Hydraul. Engng. ASCE* 109(8), 1073-1092

48. Knight, D.W., Demetriou, J.D., Hamed, M.E, (1983). "Hydraulic Analysis of Channels with Floodplains" *Proc. Int. Conf. on the Hydraulic Aspects of Floods and Flood Control*, London, England, 129-144.
49. Knight, D.W., Hamed, M.E. (1984). "Boundary Shear in Symmetrical Compound Channels" *J. Hydraul. Engng, ASCE* 110(10), 1412-1430.
50. Knight, D.W., Sellin, R.H.J. (1987). "The SERC Flood Channel Facility" *J. Inst. Water Environ. Manage.* 1(2), 198-204.
51. Knight, D.W., Shiono K. (1990). "Turbulence measurements in a shear layer region of a compound channel". *J. Hydraul. Res., IAHR*, 28(2), 175-196.
52. Knight, D.W., Shiono K. (1996). "River channel and floodplain hydraulics". In *Floodplain Processes*, [Eds. Anderson, Walling & Bates], Chapter 5, Wiley, 139-181.
53. Knight, D.W., Brown, F.A. (2001). "Resistance studies of overbank flow in rivers with sediment using the flood channel facility". *J. Hydraul. Res., IAHR*, 39(3), 283-301.
54. Knight, D.W., Brown, F. Valentine, E., Nalluri, C., Bathurst, J., Benson, I., Myers, R. Lyness, J., Cassells, J. (1999). "The reponse of straight mobile bed channels to inbank and overbank flows" *Proc. I.C.E., London*, Vol. 136, December, 211-224.
55. Kouwen, N. (1990) "Modern approach to design of grassed channels." *J. of Hydraul. Eng., ASCE* 118(5), 733-743.
56. Lai, Y.G. (2010). "Two-dimensional depth-averaged flow modelling with an unstructured hybrid mesh" *J. Hydraul. Engng, ASCE* 136(1), 12-23.
57. Lambert, M. F., Myers, W. R. C. (1998). "Estimating the Discharge Capacity in Straight Compound Channels" *Proc. I.C.E., Water Maritime & Energy, London* 130 (June), 84-94.
58. Larsson, R. (1988). "Numerical simulation of flow in compound channels" *Proc. 3rd Int. Symp. on Refined Flow Modelling and Turbulent Measurements*, Tokyo, Japan, 633-640.
59. Launder, B. E., and Spalding, D. B. (1974). "The numerical computation of turbulent flows" *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, 3, 269-289.
60. Lean, G.H., Weare, T.J. (1979). "Modelling two-dimensional circulating flow" *J. Hydraul. Div., ASCE*, 105(1), 17-26.
61. Loveless, J.H., Sellin, R.H.J., Bryant, T.B., Wormleaton, P.R., Catmur, S., Hey, R. (2000). "The effect of overbank flow in a meandering on its conveyance and the transport of graded sediment". *J. CIWEM*, 14, December, 447-455.
62. Lyness, J.F., Myers, W.R.C. (1994). "Comparison between measured and numerically modelled unsteady flows in a compound channel using different representations of friction slope" *Proc. 2nd Int. Conf. on River Flood Hydraulics*, England, March, 383-391.
63. Lyness, J.F., Myers, W.R.C., O'Sullivan, J. J. (1998). "Hydraulic characteristics of meandering compound bed mobile channel" *Proc. I.C.E., Water Maritime & Energy*, 130 (Dec), 179-188.
64. Martin, L.A., Myers, W.R.C. (1991). "Measurement of overbank flow in a compound river channel" *Proc. I.C.E., London*, Vol. 91, Part. 2, 645-657.
65. Martín-Vide, J.P. (2001). "Restoration of an urban river in Barcelona, Spain." *Environmental Engineering and Policy*, Springer-Verlag, 2, 2000, 030/1-030/7.
66. Martín-Vide, J.P., Lopez-Querol, S., Moreta, P.J.M. (2004). "Improving 1D modelling of open channel flow in compound channels". *River Flow 2004, Proc. 2nd Int. Conf. on Fluvial Hydraulics, Napoli, Italy*, Balkema, Leiden, The Netherlands, Vol. 1, 415-422.
67. Martín-Vide, J.P., Moreta, P.J.M., López-Querol, M.S. (2008). "Improved 1D-modelling in compound meandering channels with vegetated floodplains." *J. Hydraul. Res., IAHR*, 46 (2), 265-276.
68. McKee, P.M., Elsawy, E.M., McKeogh, E.J. (1985). "Interaction between main channel and floodplain flows." *Proc., 21st IAHR Congress*, Melbourne, Australia, 360-366.
69. McKeogh, E.J., Kiely, G.K. (1989). "Experimental study of the mechanisms of flood flow in meandering channels" *Proc. 23rd IAHR Congress*, Ottawa, Canada, B491-B498.
70. McKeogh, E.J., Kiely, G.K. and Javan, M. (1989). "Velocity and turbulence measurements in a straight channel with interacting floodplains using laser Doppler anemometry" *Proc. Int. conf. on Hydraulic Environmental Modelling of Coastal, Estuarine and River Waters*, Bradford, UK, 429-440.

71. Misik, M. (2007). "Velocity and discharge distribution in natural rivers with floodplains" *Proc., 21st IAHR Congress*, Venice, Italy, 446-451.
72. Morvan, H., Pender, G., Wright, N.G. and Ervine, D.A. (2002). "Three-dimensional Hydrodynamics of Meandering Compound Channels." *J. Hydraul. Div. ASCE* 128(7), 674-682.
73. Morvan, H., Knight, D., Wright, N., Tang, X., and Crossley, A. (2008). "The concept of roughness in fluvial hydraulics and its formulation in 1D, 2D and 3D numerical simulation models." *Journal of Hydraulic Research, IAHR*, 46(2), 191-208.
74. Myers, W.R.C. (1978). "Momentum transfer in a compound channel" *J. Hydraul. Res., IAHR*, 16(2), 139-150.
75. Myers, W.R.C. (1984). "Frictional Resistance in Channels with Floodplains" *Proc. 1st Int. Conf. Channels and Channel Control Structures*, Southampton, U.K., 4/73- 4/87.
76. Myers, W.R.C. (1987). "Velocity and Discharge in Compound Channels" *J. Hydraul. Engng, ASCE* 113(6), 753-766.
77. Myers, W.R.C., Elsayy, E.M. (1975). "Boundary Shear in Channel with Flood Plain". *J. Hydraul. Div., ASCE* 101(7), 933-946.
78. Myers, W.R.C., (1990). "Physical modelling of a compound river channel" *Proc. River Flood Hydraulics*, England, September, 381-390.
79. Myers, W.R.C., Brennan, E.K. (1990). "Flow resistance in compound channels". *J. Hydraul. Res., IAHR*, 28(2), 141-155.
80. Myers, R. and Lyness, J. (1997). "Discharge Ratios in Smooth and Rough Compound Channels." *J. Hydraul. Eng., ASCE*, 123(3), 182-188.
81. Myers, W. R. C., Knight, D.W., Lyness, J.F., Cassells, J.B., Brown, F. (2000). "Resistance coefficients for inbank and overbank flow" *Proc. I.C.E., Water Maritime & Energy, London* 136 (June), 105-115.
82. Myers, W.R.C., Lyness, J.F., Cassells, J.B., (2001). "Influence of boundary roughness on velocity and discharge in compound river channels" *J. Hydraul. Res., IAHR*, 39(3), 311-319.
83. Naish, C., Sellin, R.H.J. (1996) "Flow structure in a large-scale model of a doubly meandering compound channel". In *Coherent Flow Structures in Open channels*, [Eds. P.J. Ashworth, S.J. Bennett, J.L. Best & S.J. McLelland], Chapter 30, John Wiley & Sons Ltd, Chapter 30, 631-654.
84. Nalluri, Ch., Judy, N.D. (1985). "Interaction between main channel and floodplain flows." *Proc., 21st IAHR Congress*, Melbourne, Australia, 377-382.
85. Naot, D., Nezu, I., Nakagawa, H. (1993). "Hydrodynamic behaviour of compound rectangular open channels" *J. Hydraul. Engng, ASCE* 119(1), 390-408.
86. Naot, D., Nezu, I., Nakagawa, H. (1993). "Hydrodynamic behaviour of compound rectangular open channels" *J. Hydraul. Engng, ASCE* 119(1), 390-408.
87. Naot, D., Nezu, I., and Nakagawa, H. (1996). "Hydrodynamic Behavior of Partly Vegetated Open Channels." *J. Hydraul. Eng., ASCE*, 122(11), 625-633.
88. Naot, D., Nezu, I., and Nakagawa, H. (1996b). "Unstable Patterns in Partly Vegetated Channels." *J. Hydraul. Eng., ASCE*, 122(11), 671-673.
89. Nezu, I., Rodi, W. (1985). "Experimental study on secondary currents in open channel flow" *Proc., 21st IAHR Congress*, Melbourne, Australia, 114-119.
90. Nezu, I. Onitsuka, K., Sagara, Y., Iketani, K. (1999). "Secondary currents and bed shear stress in compound open-channel flows with shallow floodplain" *Proc. 28th IAHR Congress*, Graz, Austria, CD-Rom.
91. Nicollet G., Uan, M. (1979). "Ecoulements permanents a surface libre en lits composes". *La Houille Blanche*. 1, 21-30.
92. Noutsopoulos, G., Hadjipanous, P., (1983). "Discharge Computations in Compound Channels" *Proc. 20th IAHR Congress*, Moscow, 173-180.
93. Ogink, H.J.M. (1985). "The Effective Viscosity Coefficient in 2-D Depth-Averaged Flow Models" *Proc., 21st IAHR Congress*, Melbourne, Australia, 474-479.
94. Olsen N. R. B. (1999) "SSIIM User's Manual: A three-dimensional numerical model for simulation of sediment movements in water intakes with multiblock option". *Class notes*,

- Department of Hydraulic and Environmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology.*
95. Olsen, N.R.B and Stokseth, S. (1995). "Three-Dimensional Numerical Modelling of Water Flow in a River with Large Bed Roughness". *J. Hydraul. Res. IAHR* 33(4), 571-581.
 96. O'Sullivan, J., Myers, R., Lyness, J., Lambert, M. (2003) "Discharge assessment in mobile bed compound meandering channels". *Proc. I.C.E., London*, Vol. 156, WM4, 313-323.
 97. Pasche, E., Rouvé, G. (1985). "Overbank flow with vegetatively roughened flood plains." *J. Hydraul. Engng, ASCE* 111(9), 1262-1278.
 98. Pasche, E., Rouvé, G., Evers, P. (1985). "Flow in Compound Channels with Extreme Flood-Plain Roughness" *Proc., 21st IAHR Congress*, Melbourne, Australia, 383-389.
 99. Patankar, S.V. (1980). "Numerical Heat Transfer and Fluid Flow". *McGraw-Hill*, New York.
 100. Patankar, S.V. and Spalding, D.B. (1972). "A Calculation Procedure for Heat Mass and Momentum Transfer in 3D Parabolic Flows". *Int. J. Heat Mass Transfer*, 15, 1878-1906. upwind scheme.
 101. Petryk, S., Bosmajian, G.B. (1975). "Analysis of flow through vegetation." *J. Hydraul. Div., ASCE* 101(7), 871-884.
 102. Posey (1967). "Computation of Discharge Including Over-bank Flow". *Civil Engineering, ASCE*, Vol. 37, No. CE4, April, 62-63.
 103. Prinos, P., (1990). "Turbulence modelling of main channel-floodplain flows with an algebraic stress model" *Proc. River Flood Hydraulics*, England, September, 163-172.
 104. Prinos, P., Townsend, R. D. (1984). "Comparison of Methods for Predicting Discharge in Compound Open Channels." *Adv. Water Resources*, Vol. 7(Dec.), 180-187.
 105. Prinos, P., Townsend, R. D., Tavoularis, S. (1985). "Structure of Turbulence in Compound Channel Flows" *J. Hydraul. Engng, ASCE* 111(9), 1246-1261.
 106. Radojkovic, M. (1976). "Mathematical Modelling of Rivers with Flood Plains". *3rd Annual Symp. Waterways, Harbours and Coastal Engineer. Div., ASCE*, Vol.1, 16-35.
 107. Radojkovic, M., Djordjevic, S. (1985). "Computation of Discharge Distribution in Compound Channels" *Proc., 21st IAHR Congress*, Melbourne, Australia, 367-371.
 108. Rajaratnam, N., Ahmadi, R.M. (1979). "Interaction between main channel and flood-plain flows" *J. Hydraul. Div., ASCE* 105(5), 573-588.
 109. Rajaratnam, N., Ahmadi, R.M. (1981). "Hydraulics of Channels with Flood-plains" *J. Hydraul. Res.* 19(1), 43-60.
 110. Rajaratnam, N., Ahmadi, R. (1988). "Three notes on the hydraulics of channels with flood-plains" *HYDROCOM 89, computational Modelling and Exptl. Methods in Hydraulics, Elsevier*, 224-233.
 111. Rameshwaran, P., Naden, P.S. (2003). "Three-dimensional numerical simulation of compound channel flows". *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 2003, 129, No. 4, 645-652.
 112. Rameshwaran, P., Naden, P.S. (2004). "Modelling turbulent flow in two-stage meandering channels". *Proc. I.C.E., Water Maritime Engng., London*, September WM3, 159-173.
 113. Rameshwaran, P., Shiono P. (2003). "Computer modelling of two-stage channel flow". *Proc. I.C.E., Water Maritime Engng., London*, December WM4, 325-339.
 114. Rameshwaran, P., Shiono P. (2007). "Quasi two-dimensional model for straight overbank flows through emergent vegetation on floodplains." *J. Hydraul. Res., IAHR*, 45 (3), 302-315.
 115. Rameshwaran, P. and Willetts, B.B. (1999). "Conveyance prediction for meandering two-stage channel flows". *Proc. I.C.E., Water Maritime and Energy*, Sep, 136(3), 153-166.
 116. Rastogi A. K. and Rodi W. (1978). "Predictions of heat and mass transfer in open channel". *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 104, 397-420.
 117. Rodi, W. (1980), "Turbulence Models and Their Application in Hydraulics, a State-of-the-Art Review", *IAHR Publication*, Delft, The Netherlands.
 118. Rodi, W. (1993). "Turbulence models and their application in hydraulics", *IAHR State-of-the-art Review Monograph*, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
 119. Sanjou M., Nezu I. (2009). "Turbulence structure and coherent motion in meandering compound open-channel flows." *J. Hydraul. Res., IAHR*, 47 (5), 598-610.
 120. Schlichting, H. (1968) "Boundary-Layer Theory", 4th Edition, *Mac Graw-Hill*, New York.

121. Seckin, G. (2004). "A comparison of One-dimensional Methods for Estimating Discharge Capacity in Straight Compound Channels" *Canadian Journal of Civil Engineering* 31, 619-631.
122. Sellin, R.H.J. (1995) "Turbulent flow structures and velocity distribution in a two-stage channel bend" *HYDRA 2000*, London, Vol. 1, 25-32.
123. Sellin, R.H.J. (1996). "A laboratory investigation into the interaction between the flow in the channel of a river and that over its flood plain". In *Floodplain Processes*, [Eds. Anderson, Walling & Bates], Chapter 5, Wiley, 139-181.
124. Sellin, R.H.J. (1964). "A laboratory investigation into the interaction between the flow in the channel of a river and that over its flood plain". *La Houille Blanche*. 7, 793-802.
125. Sellin, R.H.J., Giles, A. (1989). "Flow mechanisms in spilling meander channels" *Proc. 23rd IAHR Congress*, Ottawa, Canada, B499-B506.
126. Sellin, R.H.J., Ervine, D.A., Willetts, B.B. (1993). "Behaviour of meandering two-stage channels" *Proc. I.C.E., London*, Vol. 101, June, 99-111.
127. Sellin, R.H.J., Willetts, B.B. (1996). "Three-Dimensional structures, memory and energy dissipation in meandering compound channel flow". In *Floodplain Processes*, [Eds. Anderson, Walling & Bates], Chapter 5, Wiley, 255-297.
128. Shiono, K., Knight, D.W. (1988). "Two dimensional Analytical Solution for a compound Channel" *Proc. 3rd Int. Symp. on Refined Flow Modelling and Turbulent Measurements*, Tokyo, Japan, July, 591-599.
129. Shiono, K., Knight, D.W. (1991). "Turbulent open channel flows with variable depth across the channel." *J. Fluid Mech.*, 222, 617-646.
130. Shiono, K., Muto, Y. (1998). "Complex flow mechanisms in compound meandering channels with overbank flow." *J. Fluid Mech.*, 376, 221-261.
131. Shiono, K., Al-Romaih, J.S., Knight, D.W. (1999). "Stage-Discharge Assessment in compound meandering channels." *J. Hydraul. Engng, ASCE*, 125(1), 66-77.
132. Shiono, K., Chan, T.L., Spooner, J., Rameshwaran, P., Chandless, J.H. (2010). "The effect of floodplain roughness on flow structures, bedforms and sediment transport rates in meandering channels with overbank flows: Part I." *J. Hydraul. Res., IAHR* 47(1), 5-19.
133. Shyy W. (1985). "A study of finite difference approximations to steady-state, convection-dominated flow problems" *Journal of Computational Physics*, Volume 57, Issue 3, February, Pages 415-438.
134. Smart, G.M. (1992). "Stage-Discharge Discontinuity in Composite Flood Channels" *J. Hydraul. Res.*, 30(6), 817-833.
135. Smith, C.S. (1978). "Effect of Channel Meanders on Flood Stage in Valley". *J. Hydraul. Div., ASCE* 104(1), 49-58.
136. Sofialidis, D., Prinos, P. (1998). "Compound open-channel flow modelling with nonlinear low-Reynolds k-e models". *J. Hydraul. Engng, ASCE* 124(3), 253-262.
137. Sofialidis, D., Prinos, P. (1999). "Numerical study of momentum exchange in compound open channel flow". *J. Hydraul. Engng, ASCE* 125(2), 152-165.
138. Stephenson, D., Kolovopoulos, P. (1990). "Effects of momentum transfer in compound channels". *J. Hydraul. Engng, ASCE* 116(12), 1512-1522.
139. Tang, X., Knight, D.W., (2006). "Sediment transport in river models with overbank flows". *J. Hydraul. Engng, ASCE* 132(1), 77-86.
140. Tamai, N., Asaeda, T., Ikeda, H. (1986). "Study on generation of periodical large surface eddies in a composite channel flow" *Water Reso. Res.*, Vol. 22, no. 7, 1129-1138.
141. Thomas, T. G. and Williams J. (1995) "Large Eddy Simulation of a Symmetric Trapezoidal Channel at a Reynolds Number of 430,000" *J. Hydr. Research, IAHR*, Vol.33, No.6, pp 825-842.
142. Thornton, C.I., Abt, S.R., Morris, C.E., Fischening, J.C. (2000). "Calculating Shear Stress at Channel-Overbank Interfaces in Straight Channels with Vegetated Floodplains". *J. Hydraul. Engng*, 126(12), 929-936.
143. Toebes, G.H., Sooky, A.A. (1967). "Hydraulics of Meandering Rivers with Flood Plains". *J. of the Waterways and Harbors Division, ASCE* 93(2), 213-236.
144. Tokyay (1994). "Computation of discharge and critical depth in compound channels" *Proc. 2nd Int. Conf. on River Flood Hydraulics*, England, March, 383-391.

145. Tominaga, A., Nezu, I. (1991). "Turbulent structures in compound open channel flows". *J. Hydraul. Engng*, 117(1), 21-41.
146. Tominaga, A., Knight, D.W. (2004). "Numerical evaluation of secondary flow effects on lateral momentum transfer in overbank flows". *River Flow 2004, Proc. 2nd Int. Conf. on Fluvial Hydraulics, Napoli, Italy*, Balkema, Leiden, The Netherlands, Vol. 1, 337, 345.
147. Tominaga, A., Ezaki, K., Nezu, I. (1988). "Turbulent structure in compound open channel flows in rectangular and trapezoidal main channel", *Proc. 3rd Int. Symp. Refined Flow Modelling and Turbulence Measurements*, Tokyo, Japan, July, 601-609.
148. Tominaga, A., Nezu, I., Ezaki, K., Nakagawa, H (1989). "Three-dimensional turbulent structure in straight open channel flows". *J. Hydraul. Res., IAHR*, 27(1), 149-173.
149. Tominaga, A., Nezu, I. and Ezaki, K., (1989b). "Experimental study on secondary currents in compound open channels" *Proc. 23rd IAHR Congress*, Ottawa, Canada, A15-A22.
150. Townsend, D.R. (1968). "An Investigation of Turbulence Characteristics in a River Model of Complex Cross Section". *Proc. I.C.E., London*, Vol. 40, June, 155-175.
151. U.S. Army Corp of Engineers, Lipscomb (1956). "Hydraulic Capacity of Meandering Channels in Straight Floodways". *U.S. Army Experimental Station, Vicksburg, U.S.A., Research Repor H-77-1*.
152. Vionnet, C. A., Tassi P. A., and Martín Vide, J. P. (2004). "Estimates of flow resistance and eddy viscosity coefficients for 2D modelling on vegetated floodplains", *Hydrol. Process, Wiley*, 18, 2907-2926.
153. Wark, J.B., Samuels, P.C., Ervine, D.A. (1990). "A practical method of estimating velocity and discharge in compound channels." *Proc. River Flood Hydraulics*, England, September, 163-172.
154. Willetts, B.B., Hardwick, R.I. (1990). "Model studies of overbank flow from a meandering channel" *Proc. River Flood Hydraulics*, England, September, 197-205.
155. Willetts, B.B., Hardwick, R.I. (1993). "Stage dependency for overbank flow in meandering channels" *Proc. I.C.E., London*, Vol. 101, June, 45-54.
156. Willetts, B., Rameshwaran, P. (1996). "Meandering overbank flow structures". In *Coherent Flow Structures in Open channels*, [Eds. P.J. Ashworth, S.J. Bennett, J.L. Best & S.J. McLelland], Chapter 28, John Wiley & Sons Ltd, Chapter 29, 609-629.
157. Wilson, C.A.M.E., Stoesser, T., Olsen, N.R.B. and Bates, P.D. (2003b). "Application and Validation of Numerical Codes in the Prediction of Compound Channel Flows". *Proc. I.C.E., Water Maritime Engng., London*, June 2003 WM2, 117-128.
158. Wilson C.A. M. E., Bates P. D. and Hervouet J. M. (2002) "Comparison of turbulence models for stage-discharge rating curve prediction in reach-scale compound channel flows using two-dimensional finite element methods", *Journal of Hydrology*, Elsevier, 257, pg. 42-58.
159. Wilson, C.A.M.E., Stoesser, T., Olsen, N.R.B. and Bates, P.D. (2003b). "Application and Validation of Numerical Codes in the Prediction of Compound Channel Flows". *Proc. I.C.E., Water Maritime Engng., London*, June 2003 WM2, 117-128.
160. Wormleaton, P.R. (1988). "Determination of Discharge in Compound Channels Using the Dynamic Equation for Lateral Velocity Distribution" *Proc. of Int. Conf. on Fluvial Hydraulics*, Budapest, Hungary, 98-103.
161. Wormleaton, P.R., Hadjipanios P. (1985). "Flow Distribution in Compound Channels". *J. Hydraul. Div., ASCE* 111(2), 356-361.
162. Wormleaton, P.R. Allen J., Hadjipanios P. (1982). "Discharge assessment in compound channel flow". *J. Hydraul. Engng, ASCE* 108(9), 975-994.
163. Wormleaton, P.R., Merrett, D.J. (1990). "An improved method of the calculation for steady uniform flow in prismatic main channel/flood plain sections". *J. Hydraul. Res. IAHR* 28(2), 157-174.
164. Wormleaton, P.R. (1996). "Floodplain secondary circulation as a mechanism for flow and shear stress redistribution in straight compound channels". In *Coherent Flow Structures in Open channels*, [Eds. P.J. Ashworth, S.J. Bennett, J.L. Best & S.J. McLelland], Chapter 28, John Wiley & Sons Ltd, Chapter 29, 581-608.

165. Wormleaton, P.R., Sellin, R.H.J., Bryant, T., Loveless, J.H., Hey, R.D., Catmur, S.E. (2004a). "Flow structures in a two-stage channel with a mobile bed". *J. Hydraul. Res., IAHR*, 42(2), 145-162.
166. Wormleaton, P.R., Sellin, R.H.J., Bryant, T. (2004b). "Conveyance in a two-stage meandering channel with a mobile bed". *J. Hydraul. Res., IAHR*, 42(5), 492-505.
167. Wormleaton, P.R., Sellin, R.H.J., Bryant, T., Loveless, J.H., Hey, R.D., Catmur, S.E. (2005). "Behavior of meandering overbank channels with graded sand beds". *J. Hydraul. Engng, ASCE*, 131(8), 665-681.
168. Wright, P. R., Carstens, H. R. (1970). "Linear Momentum Flux to Overbank Sections." *J. Hydraul. Div., ASCE* 96(9), 1781-1793.
169. Wu S., Rajaratnam, N. (2000). "A simple method for measuring shear stress on rough boundaries". *J. Hydraul. Res., IAHR*, 38(5), 399-400.
170. Yen, C.L., Overton D.E. (1973). "Shape Effects on Resistance in Flood-Plain Channels". *J. Hydraul. Div., ASCE* 99(1), 219-238.
171. Younis, B.A. (1996). "Progress in turbulence modelling for open-channel flows". In *Floodplain Processes*, [Eds. Anderson, Walling & Bates], Chapter 9, Wiley, 299-332.
172. Zheleznyakov G.V. (1971). "Interaction of Channel and Floodplain Streams". *Proc. 14th IAHR Congress*, Paris, 5, 145-148.
173. Zheleznyakov G.V. (1985). "Problem of the Interaction of the Main Channel and Flood Plain Flows" *Proc., 21st IAHR Congress*, Melbourne, Australia, 372-376.

**ANEJO I: PARAMETROS PRINCIPALES DE LOS DATOS DEL
MODELO REDUCIDO DEL RIO BESOS (UPC).**

Valores de los parámetros principales obtenidos de los ensayos

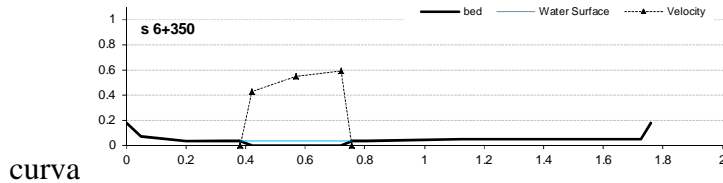
Tipo de ensayo	H [m]	At [m ²]	Ac	Afi	Afd	Pm [m]	Pc	Pfi	Pfd	nf	Qt [m ³ /s]	Qc	Qfi	Qfd
a) Sin plantas														
Q18.96 l/s-average	0.064	0.045	0.023	0.01	0.013	1.74	0.41	0.68	0.65	0.025	0.020	0.011	0.003	0.004
s 6+350-apex	0.067	0.056	0.024	0.009	0.023	1.82	0.41	0.39	1.02	0.025	0.023	0.0103	0.0022	0.0065
s 6+500-crossover	0.057	0.044	0.021	0.011	0.012	1.80	0.41	0.62	0.77	0.025	0.018	0.0105	0.0025	0.0060
s 6+650-apex	0.065	0.040	0.024	0.009	0.007	1.77	0.41	0.95	0.41	0.025	0.017	0.0123	0.0009	0.0058
s 6+800-crossover	0.061	0.048	0.022	0.014	0.012	1.74	0.41	0.68	0.65	0.025	0.023	0.0098	0.0069	0.0022
s 6+950-apex	0.071	0.054	0.026	0.007	0.021	1.67	0.41	0.34	0.92	0.025	0.022	0.0102	0.0018	0.0069
Q45.56 l/s-average	0.087	0.084	0.032	0.026	0.026	1.81	0.41	0.71	0.69	0.025	48.14	18.81	9.77	16.98
s 6+350-apex	0.091	0.097	0.033	0.017	0.047	1.88	0.41	0.40	1.07	0.025	56.12	16.05	4.85	24.66
s 6+500-crossover	0.082	0.088	0.030	0.026	0.032	1.87	0.41	0.65	0.81	0.025	42.52	19.81	4.54	21.21
s 6+650-apex	0.086	0.077	0.031	0.030	0.016	1.85	0.41	0.99	0.45	0.025	43.63	20.88	16.55	8.12
s 6+800-crossover	0.086	0.088	0.031	0.030	0.027	1.81	0.41	0.71	0.69	0.025	56.13	17.99	15.92	11.64
s 6+950-apex	0.091	0.088	0.033	0.014	0.04	1.74	0.41	0.37	0.96	0.025	49.23	19.29	5.41	20.85
Q96.33 l/s-average	0.115	0.135	0.044	0.039	0.053	1.99	0.41	0.73	0.85	0.025	102.8	33.50	24.67	38.16
s 6+350-apex	0.119	0.152	0.045	0.025	0.081	2.05	0.41	0.44	1.20	0.025	109.2	30.00	11.40	54.93
s 6+500-crossover	0.111	0.141	0.042	0.044	0.055	2.05	0.41	0.68	0.96	0.025	91.05	32.76	15.47	48.00
s 6+650-apex	0.115	0.127	0.043	0.058	0.026	1.88	0.41	1.00	0.47	0.025	101.0	35.40	44.31	16.62
s 6+800-crossover	0.110	0.131	0.042	0.047	0.042	1.99	0.41	0.73	0.85	0.025	111.0	34.16	35.35	26.82
s 6+950-apex	0.120	0.135	0.045	0.022	0.068	1.77	0.41	0.39	0.97	0.025	108.4	33.69	12.12	50.52
Q171.26 l/s-average	0.149	0.196	0.058	0.060	0.079	2.05	0.41	0.76	0.88	0.025	187.4	53.23	47.60	70.43
s 6+350-apex	0.155	0.215	0.059	0.042	0.113	2.12	0.41	0.48	1.23	0.025	190.1	48.96	29.31	92.99
s 6+500-crossover	0.144	0.200	0.055	0.066	0.079	2.11	0.41	0.71	0.99	0.025	171.8	51.17	40.09	80.00
s 6+650-apex	0.148	0.188	0.058	0.090	0.040	1.95	0.41	1.04	0.50	0.025	185.3	55.53	81.35	34.38
s 6+800-crossover	0.142	0.185	0.055	0.069	0.061	2.05	0.41	0.76	0.88	0.025	201.3	51.20	63.75	56.31
s 6+950-apex	0.150	0.195	0.059	0.035	0.101	1.83	0.41	0.42	1.00	0.025	195.2	56.24	23.06	91.96
b) Con plantas														
Q18.96 l/s-average	0.069	0.055	0.025	0.012	0.017	1.89	0.41	0.68	0.80	0.048	20.16	11.80	2.85	4.31
s 6+350-apex	0.072	0.064	0.026	0.010	0.028	1.95	0.41	0.39	1.15	0.048	23.59	11.05	1.84	6.07
s 6+500-crossover	0.062	0.053	0.023	0.014	0.017	1.94	0.41	0.62	0.91	0.048	18.05	12.11	0.84	6.01
s 6+650-apex	0.066	0.041	0.024	0.010	0.007	1.78	0.41	0.95	0.42	0.048	16.26	15.14	2.30	1.53
s 6+800-crossover	0.067	0.058	0.025	0.018	0.016	1.89	0.41	0.68	0.80	0.048	23.38	10.79	5.21	2.97
s 6+950-apex	0.075	0.061	0.027	0.009	0.025	1.67	0.41	0.34	0.92	0.048	21.88	10.89	1.99	6.08
Q45.56 l/s-average	0.109	0.124	0.040	0.036	0.048	1.97	0.41	0.72	0.84	0.077	51.60	21.14	10.47	13.95
s 6+350-apex	0.111	0.133	0.041	0.025	0.067	2.03	0.41	0.43	1.19	0.077	49.52	23.92	6.27	15.37
s 6+500-crossover	0.105	0.128	0.038	0.040	0.049	2.02	0.41	1.66	0.95	0.077	42.45	22.30	7.14	16.12
s 6+650-apex	0.107	0.113	0.039	0.049	0.024	1.86	0.41	0.99	0.46	0.077	53.72	19.77	17.95	7.84
s 6+800-crossover	0.108	0.127	0.040	0.045	0.042	1.97	0.41	0.72	0.84	0.077	65.88	18.71	13.97	12.88
s 6+950-apex	0.113	0.130	0.044	0.026	0.060	1.75	0.41	0.38	0.96	0.077	54.03	21.41	6.10	18.05
Q96.33 l/s-average	0.153	0.201	0.058	0.062	0.081	2.05	0.41	0.76	0.88	0.062	95.95	38.25	24.54	33.54
s 6+350-apex	0.157	0.218	0.060	0.044	0.114	2.12	0.41	0.48	1.23	0.062	94.26	40.15	11.24	44.94
s 6+500-crossover	0.150	0.210	0.057	0.069	0.084	2.11	0.41	0.71	0.99	0.062	86.47	40.42	16.19	39.73
s 6+650-apex	0.152	0.195	0.058	0.095	0.042	1.95	0.41	1.04	0.50	0.062	101.9	35.38	48.51	12.44
s 6+800-crossover	0.150	0.198	0.057	0.073	0.068	2.05	0.41	0.76	0.88	0.062	102.9	35.21	37.29	23.83
s 6+950-apex	0.154	0.190	0.059	0.034	0.097	1.83	0.41	0.42	1.00	0.062	95.08	40.07	10.13	46.13
Q171.26 l/s-average	0.185	0.257	0.070	0.082	0.105	2.12	0.41	0.79	0.91	0.049	178.2	58.19	46.86	66.21
s 6+350-apex	0.191	0.281	0.073	0.059	0.149	2.19	0.41	0.51	1.27	0.049	179.5	56.55	22.57	92.14
s 6+500-crossover	0.186	0.277	0.071	0.093	0.113	2.19	0.41	0.75	1.03	0.049	177.0	58.38	37.30	75.58
s 6+650-apex	0.184	0.252	0.070	0.127	0.055	2.02	0.41	1.07	0.53	0.049	179.9	55.42	90.24	25.60
s 6+800-crossover	0.182	0.253	0.069	0.095	0.089	2.12	0.41	0.79	0.91	0.049	184.1	54.75	65.93	50.58
s 6+950-apex	0.185	0.241	0.069	0.044	0.18	1.89	0.41	0.45	1.03	0.049	179.3	60.99	20.38	89.89

**ANEJO II: DATOS UTILIZADOS DEL MODELO REDUCIDO DEL
RIO BESOS (UPC).**

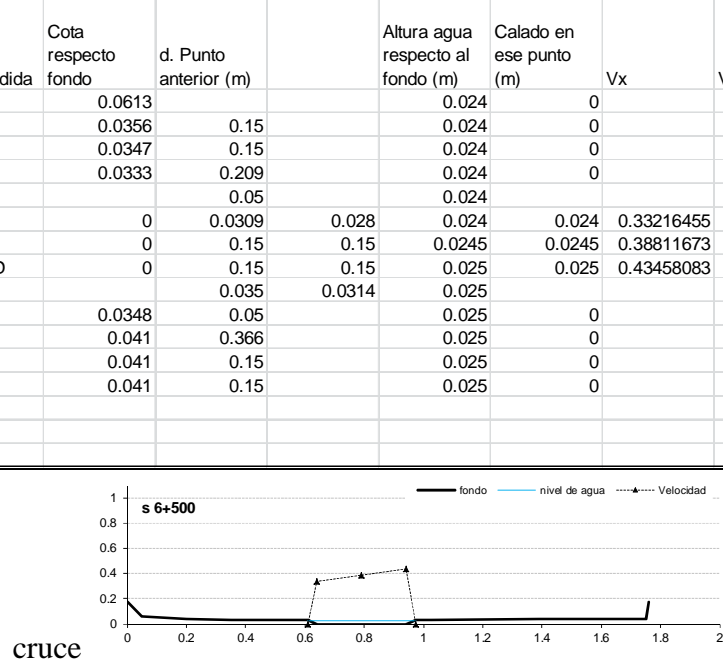
Sección

Q 3.6 l/s

6+350	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.07		0.0301	0			
	20I	0.0353	0.15	0.0301	0			
	5VI	0.0336	0.131	0.0301	0			
	LLI		0.05	0.0301				
	15CI	0	0.0395	0.036	0.0301	0.42016611	-0.0585092	0.42506465
	C	0	0.15	0.15	0.0306	0.54016618	-0.07904605	0.54692423
	15CD	0	0.15	0.15	0.0309	0.58680429	-0.04698884	0.58880174
	LLD		0.0365	0.0345	0.0309			
	5VD	0.0346	0.05	0.0309	0			
	65D	0.045	0.319	0.0309	0			
	35D	0.048	0.3	0.0309	0			
	20D	0.048	0.15	0.0309	0			
	5D	0.048	0.15	0.0309	0			



6+450	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0672		0.0261	0			
	20I	0.0357	0.15	0.0261	0			
	5VI	0.035	0.243	0.0261	0			
	LLI		0.05	0.0261				
	15CI	0	0.0335	0.0309	0.0261	0.40094383	-0.06786949	0.40684847
	C	0	0.15	0.15	0.0261	0.46254518	0.00135837	0.46258943
	15CD	0	0.15	0.15	0.0261	0.49066698	-0.00612107	0.4917502
	LLD		0.0365	0.0339	0.0261			
	5VD	0.0358	0.05	0.0261	0			
	65D	0.0434	0.201	0.0261	0			
	35D	0.047	0.3	0.0261	0			
	20D	0.047	0.15	0.0261	0			
	5D	0.047	0.15	0.0261	0			

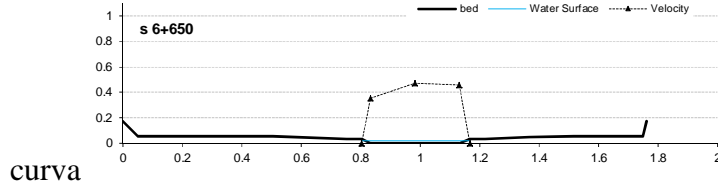


Sección

Q 3.6 l/s

6+550	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.071	0	0.024	0			
	20I	0.071	0.15	0.024	0			
	35I	0.071	0.15	0.024	0			
	5VI	0.0397	0.346	0.024	0			
	LLI		0.05	0.024				
	15CI	0	0.037	0.0311	0.024	0.22382424	-0.02326276	0.2266234
	C	0	0.15	0.15	0.0243	0.35855076	0.00978749	0.3592711
	15CD	0	0.15	0.15	0.024	0.024	0.45682481	0.0507114
	LLD		0.039	0.0311	0.024			
	5VD	0.0344	0.05	0.024	0			
	35D	0.0363	0.224	0.024	0			
	20D	0.0478	0.15	0.024	0			
	5D	0.0517	0.15	0.024	0			

6+650	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0638		0.024	0			
	20I	0.059	0.15	0.024	0			
	35I	0.059	0.15	0.024	0			
	65I	0.0571	0.303	0.024	0			
	5VI	0.0379	0.249	0.024	0			
	LLI		0.05	0.024				
	15CI	0	0.03	0.0311	0.024	0.34928546	0.07216571	0.35706276
	C	0	0.15	0.15	0.0235	0.46716564	-0.05291754	0.47236748
	15CD	0	0.15	0.15	0.024	0.024	0.45187289	0.05147924
	LLD		0.035	0.028	0.024			
	5VD	0.0351	0.05	0.024	0			
	20D	0.0517	0.15	0.024	0			
	5D	0.0557	0.15	0.024	0			

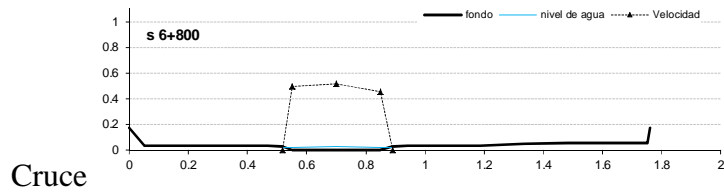


6+750	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0542		0.025	0			
	20I	0.047	0.15	0.025	0			
	35I	0.047	0.15	0.025	0			
	65I	0.0396	0.3	0.025	0			
	5VI	0.0357	0.121	0.025	0			
	LLI		0.05	0.025				
	15CI	0	0.0405	0.0332	0.025	0.28123865	-0.06308495	0.28883919
	C	0	0.15	0.15	0.0225	0.4420833	-0.14073229	0.46421358
	15CD	0	0.15	0.15	0.024	0.024	0.29776693	-0.04244695
	LLD		0.0295	0.0295	0.024			
	5VD	0.0346	0.05	0.024	0			
	20D	0.0499	0.254	0.024	0			
	5D	0.0567	0.15	0.024	0			

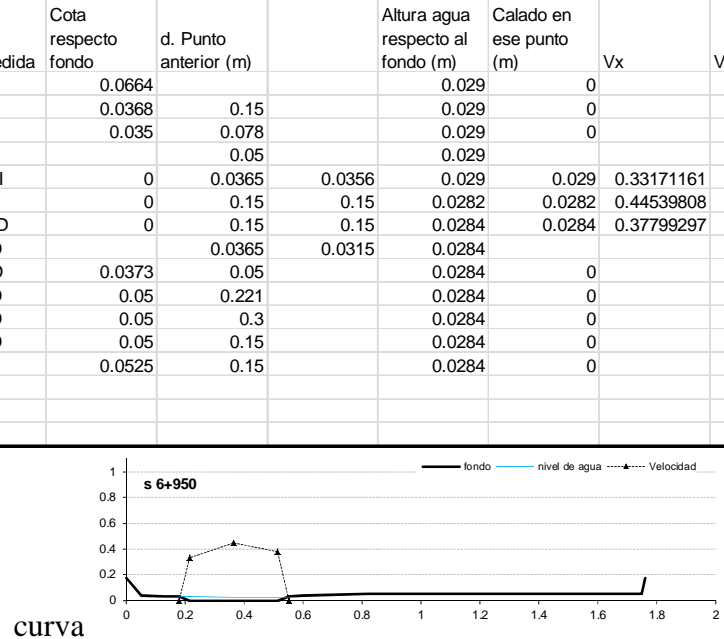
Sección

Q 3.6 l/s

6+800	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0629		0.027	0			
	20I	0.0367	0.15	0.027	0			
	35I	0.0358	0.15	0.027	0			
	5VI	0.0343	0.267	0.027	0			
	LLI		0.05	0.027				
	15CI	0	0.033	0.0309	0.027	0.48437145	-0.11632507	0.49854116
	C	0	0.15	0.15	0.0303	0.50521687	-0.1228333	0.52067631
	15CD	0	0.15	0.15	0.027	0.45059837	0.07133254	0.45639791
	LLD		0.04	0.0347	0.027			
	5VD	0.0344	0.05	0.027	0			
	35D	0.0364	0.244	0.027	0			
	20D	0.053	0.15	0.027	0			
	5D	0.0553	0.15	0.027	0			



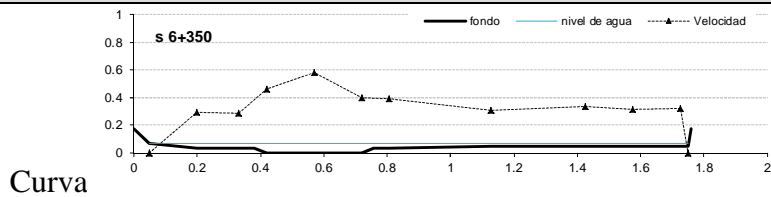
6+850	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.065		0.0319	0			
	20I	0.0366	0.15	0.0319	0			
	35I	0.0353	0.15	0.0319	0			
	5VI	0.0344	0.106	0.0319	0			
	LLI		0.05	0.0319				
	15CI	0	0.033	0.033	0.0319	0.3563228	-0.08069598	0.3653651
	C	0	0.15	0.15	0.0312	0.34875184	-0.09074102	0.36042706
	15CD	0	0.15	0.15	0.0322	0.17711147	-0.05999792	0.1882576
	LLD		0.04	0.0379	0.0322			
	5VD	0.04	0.05	0.0322	0			
	65D	0.0506	0.088	0.0322	0			
	35D	0.062	0.3	0.0322	0			
	20D	0.062	0.15	0.0322	0			
	5D	0.062	0.15	0.0322	0			



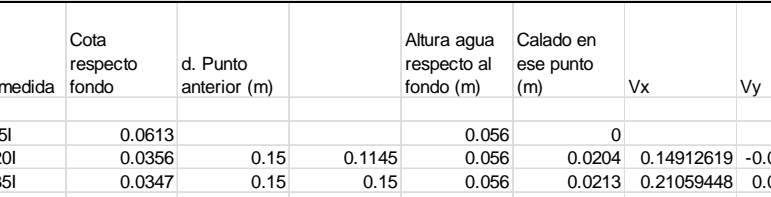
Sección

Q 18.96 l/s Sin plantas

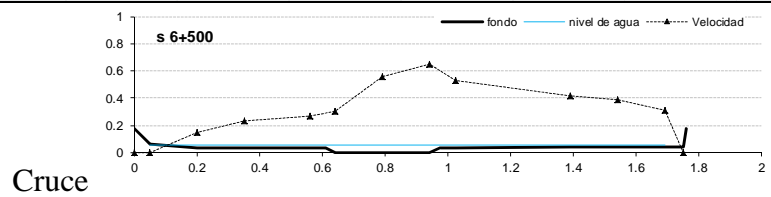
6+350	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.07			0.066	0			
	20I	0.0353	0.15	0.1348	0.066	0.0307	0.28597035	-0.04342253	0.28926523
	5VI	0.0336	0.131	0.131	0.066	0.0324	0.28406045	0.00358949	0.28413737
	LLI		0.05	0.05	0.066				
	15CI	0	0.0395	0.0395	0.066	0.066	0.45765919	0.04495009	0.45988351
	C	0	0.15	0.15	0.0702	0.0702	0.57642222	0.03322124	0.57738049
	15CD	0	0.15	0.15	0.0649	0.0649	0.39796247	0.02808884	0.39895834
	LLD		0.0365	0.0365	0.0649				
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.0649	0.0303	0.38807112	0.02594276	0.38893735
	65D	0.045	0.319	0.319	0.0649	0.0199	0.30683579	0.01531578	0.30736315
	35D	0.048	0.3	0.3	0.0649	0.0169	0.33184407	0.04491547	0.33497446
	20D	0.048	0.15	0.15	0.0649	0.0169	0.31197828	0.04732271	0.315832
	5D	0.048	0.15	0.15	0.0649	0.0169	0.31492126	0.04271535	0.31818747
				0.0509					



6+450	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0672			0.0604	0			
	20I	0.0357	0.15	0.1117	0.0604	0.0247	0.16333935	-0.08355391	0.1838211
	5VI	0.035	0.243	0.243	0.0604	0.0254	0.29968872	-0.03960363	0.30243515
	LLI		0.05	0.05	0.0604				
	15CI	0	0.0335	0.0335	0.0604	0.0604	0.33003382	0.08924192	0.3419004
	C	0	0.15	0.15	0.06	0.06	0.55574583	0.14110049	0.57338747
	15CD	0	0.15	0.15	0.0587	0.0587	0.50055683	0.12986778	0.51724474
	LLD		0.0365	0.0365	0.0587				
	5VD	0.0358	0.05	0.05	0.0587	0.0229	0.44564299	0.01086768	0.4464402
	65D	0.0434	0.201	0.201	0.0587	0.0153	0.52970945	-0.00351393	0.52976915
	35D	0.047	0.3	0.3	0.0587	0.0117	0.46180955	0.08473977	0.48224655
	20D	0.047	0.15	0.15	0.0587	0.0117	0.53536328	-0.04215373	0.54001987
	5D	0.047	0.15	0.15	0.0587	0.0117	0.51769174	0.09624644	0.53269674
				0.0532					



6+500	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0613			0.056	0			
	20I	0.0356	0.15	0.1145	0.056	0.0204	0.14912619	-0.01271224	0.15062262
	35I	0.0347	0.15	0.15	0.056	0.0213	0.21059448	0.07794208	0.23005016
	5VI	0.0333	0.209	0.209	0.056	0.0227	0.25611235	0.06659843	0.2661102
	LLI		0.05	0.05	0.056				
	15CI	0	0.0309	0.0309	0.056	0.056	0.28735927	0.09866377	0.30383339
	C	0	0.15	0.15	0.055	0.055	0.53192401	0.17095698	0.55873507
	15CD	0	0.15	0.15	0.059	0.059	0.62922309	0.17014036	0.65182711
	LLD		0.035	0.035	0.059				
	5VD	0.0348	0.05	0.05	0.059	0.0242	0.52490625	0.06014695	0.52921107
	35D	0.041	0.366	0.366	0.059	0.018	0.40133024	-0.10169856	0.4142785
	20D	0.041	0.15	0.15	0.059	0.018	0.36746368	-0.09103967	0.38520953
	5D	0.041	0.15	0.15	0.059	0.018	0.29284782	-0.00688289	0.30738015
				0.0538					

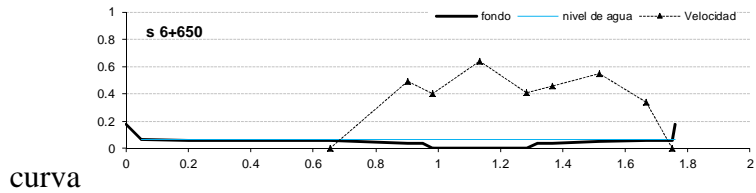


Sección

Q 18.96 l/s Sin plantas

6+550	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.071	0		0.054	0			
	20I	0.071	0.15		0.054	0			
	35I	0.071	0.15		0.054	0			
	5VI	0.0397	0.346	0.1251	0.054	0.0143	0.33659956	0.16428858	0.38327291
	LLI		0.05	0.05	0.054				
	15CI	0	0.037	0.037	0.054	0.054	0.34102508	0.09631086	0.35438686
	C	0	0.15	0.15	0.054	0.054	0.59661857	0.16462772	0.6189199
	15CD	0	0.15	0.15	0.056	0.056	0.6813201	0.14985595	0.69761559
	LLD		0.039	0.039	0.056				
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.056	0.0216	0.73786356	0.0465347	0.73936856
	35D	0.0363	0.224	0.224	0.056	0.0197	0.50416137	-0.01633606	0.50443966
	20D	0.0478	0.15	0.15	0.056	0.0082	0.45954817	0.0129972	0.45996497
	5D	0.0517	0.15	0.15	0.056	0.0043	0.34677044	0.0395943	0.35167067
				0.0503					

6+650	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0638		0.019	0.065	0.0012			
	20I	0.059	0.15	0.15	0.065	0.006			
	35I	0.059	0.15	0.15	0.065	0.006			
	65I	0.0571	0.303	0.303	0.065	0.0079			
	5VI	0.0379	0.249	0.249	0.065	0.0271	0.46300775	-0.16163552	0.49078033
	LLI		0.05	0.05	0.065				
	15CI	0	0.03	0.03	0.065	0.065	0.40148709	-0.02341434	0.40218186
	C	0	0.15	0.15	0.065	0.065	0.63818659	0.00104903	0.63819935
	15CD	0	0.15	0.15	0.065	0.065	0.40844765	0.00642589	0.40898171
	LLD		0.035	0.035	0.065				
	5VD	0.0351	0.05	0.05	0.065	0.0299	0.45684634	-0.01788484	0.4591963
	20D	0.0517	0.15	0.15	0.065	0.0133	0.54009814	0.06550996	0.5446677
	5D	0.0557	0.15	0.15	0.065	0.0093	0.32938249	0.0588497	0.3391617
				0.0498					

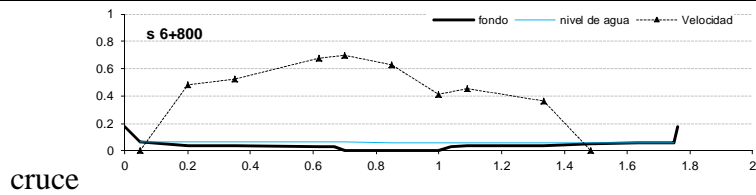


6+750	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0542		0.0548	0.065	0.0108	0.51813218	0.0553859	0.52398333
	20I	0.047	0.15	0.15	0.065	0.018	0.4124952	-0.03910011	0.41475278
	35I	0.047	0.15	0.15	0.065	0.018	0.52281948	-0.03637179	0.52620664
	65I	0.0396	0.3	0.3	0.065	0.0254	0.42660495	-0.14172036	0.44990283
	5VI	0.0357	0.121	0.121	0.065	0.0293	0.42467006	-0.08734481	0.43425533
	LLI		0.05	0.05	0.065				
	15CI	0	0.0405	0.0405	0.065	0.065	0.55997477	-0.16242309	0.58306607
	C	0	0.15	0.15	0.063	0.063	0.5200314	-0.14855569	0.54089514
	15CD	0	0.15	0.15	0.064	0.064	0.2675287	-0.07828121	0.27887919
	LLD		0.0295	0.0295	0.064				
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.064	0.0294	0.29469209	-0.12348735	0.31960381
	20D	0.0499	0.254	0.254	0.064	0.0141	0.08269816	-0.14475847	0.31477477
	5D	0.0567	0.15	0.15	0.064	0.0073	0.55961696	0.28096198	0.62778707
				0.0524					

Sección

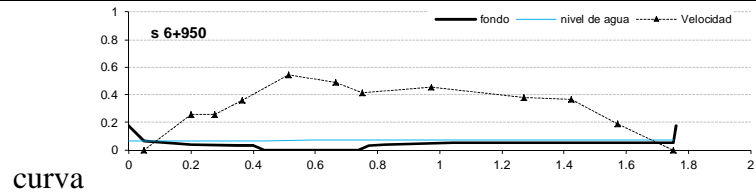
Q 18.96 l/s Sin plantas

6+800	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0629			0.064	0.0011			
	20I	0.0367	0.15	0.069	0.064	0.0273	0.47531794	-0.06299975	0.48008901
	35I	0.0358	0.15	0.15	0.064	0.0282	0.51803404	-0.07577131	0.52424116
	5VI	0.0343	0.267	0.267	0.064	0.0297	0.6634166	-0.12362433	0.6767013
	LLI		0.05	0.05	0.064				
	15CI	0	0.033	0.033	0.064	0.064	0.67138676	-0.17785868	0.69454683
	C	0	0.15	0.15	0.059	0.059	0.59570938	-0.18997574	0.62528332
	15CD	0	0.15	0.15	0.061	0.061	0.37971757	-0.15367936	0.40970557
	LLD		0.04	0.04	0.061				
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.061	0.0266	0.43304258	-0.1178573	0.45234302
	35D	0.0364	0.244	0.244	0.061	0.0246	0.33943099	0.11251145	0.36122063
	20D	0.053	0.15	0.15	0.061	0.008			
	5D	0.0553	0.15	0.15	0.061	0.0057			
				0.0484					



6+850	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.065			0.0664	0.0014			
	20I	0.0366	0.15	0.15	0.0664	0.0298	0.43749972	-0.04396458	0.44013276
	35I	0.0353	0.15	0.15	0.0664	0.0311	0.53750876	0.00149204	0.53886731
	5VI	0.0344	0.106	0.106	0.0664	0.032	0.60249789	0.00617903	0.60259366
	LLI		0.05	0.05	0.0664				
	15CI	0	0.033	0.033	0.0664	0.0664	0.64898758	-0.05142535	0.65103409
	C	0	0.15	0.15	0.0659	0.0659	0.57406148	-0.06260432	0.57746878
	15CD	0	0.15	0.15	0.0625	0.0625	0.2959201	-0.06738087	0.30352698
	LLD		0.04	0.04	0.0625				
	5VD	0.04	0.05	0.05	0.0625	0.0225	0.47904757	0.10966556	0.49183223
	65D	0.0506	0.088	0.088	0.0625	0.0119			
	35D	0.062	0.3	0.3	0.0625	0.0005			
	20D	0.062	0.15	0.15	0.0625	0.0005			
	5D	0.062	0.15	0.15	0.0625	0.0005			

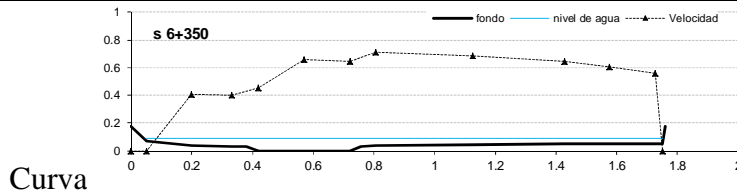
6+950	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0664			0.0694	0.003			
	20I	0.0368	0.15	0.15	0.0694	0.0326	0.25379723	-0.02488123	0.25501724
	5VI	0.035	0.15	0.15	0.0694	0.0344	0.2591765	-0.00929074	0.2593982
	LLI		0.05	0.05	0.0694				
	15CI	0	0.0365	0.0365	0.0694	0.0694	0.35810625	0.04295243	0.36067813
	C	0	0.15	0.15	0.0704	0.0704	0.54370524	0.0608445	0.54713232
	15CD	0	0.15	0.15	0.0724	0.0724	0.48665255	0.0474326	0.48896918
	LLD		0.0365	0.0365	0.0724				
	5VD	0.0373	0.05	0.05	0.0724	0.0351	0.41137783	0.03226885	0.41292076
	65D	0.05	0.221	0.221	0.0724	0.0224	0.45367441	0.04529871	0.45600819
	35D	0.05	0.3	0.3	0.0724	0.0224	0.38097312	0.03660195	0.38275947
	20D	0.05	0.15	0.15	0.0724	0.0224	0.36421242	0.01330743	0.36468249
	5D	0.0525	0.15	0.15	0.0724	0.0199	0.1799286	0.05251804	0.18798093
				0.0535					



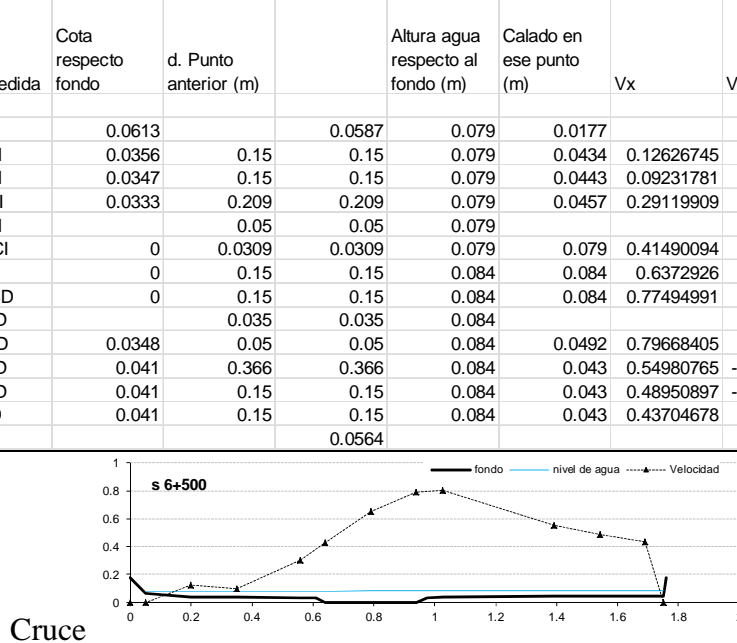
Sección

Q 45.56 l/s Sin plantas

6+350	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.07			0.0544	0.0904				
	20I	0.0353	0.15		0.15	0.0904	0.0551	0.3979137	-0.06425832	0.40520994
	5VI	0.0336	0.131		0.131	0.0904	0.0568	0.40324269	-0.00717221	0.4034471
	LLI		0.05		0.05	0.0904				
	15CI	0	0.0395		0.0395	0.0904	0.0904	0.45325519	0.04433157	0.45544147
	C	0	0.15		0.15	0.091	0.091	0.65469365	0.06351472	0.65776861
	15CD	0	0.15		0.15	0.0905	0.0905	0.64426687	0.05907323	0.64698831
	LLD		0.0365		0.0365	0.0905				
	5VD	0.0346	0.05		0.05	0.0905	0.0559	0.71183786	0.05884985	0.71432148
	65D	0.045	0.319		0.319	0.0905	0.0455	0.67722529	-0.03080797	0.68335844
	35D	0.048	0.3		0.3	0.0905	0.0425	0.64593653	-0.03275505	0.64736299
	20D	0.048	0.15		0.15	0.0905	0.0425	0.59171527	-0.09794409	0.60433914
	5D	0.048	0.15		0.15	0.0905	0.0425	0.55721739	-0.05243088	0.56029736
					0.0537					



6+450	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0672			0.0565	0.083				
	20I	0.0357	0.15		0.15	0.083	0.0473	0.17958871	0.01038734	0.18007552
	5VI	0.035	0.243		0.243	0.083	0.048	0.28592353	0.0593058	0.29205288
	LLI		0.05		0.05	0.083				
	15CI	0	0.0335		0.0335	0.083	0.083	0.36317378	0.09704996	0.3759412
	C	0	0.15		0.15	0.083	0.083	0.61651777	0.14347959	0.63299346
	15CD	0	0.15		0.15	0.0844	0.0844	0.62167742	0.12596324	0.63431487
	LLD		0.0365		0.0365	0.0844				
	5VD	0.0358	0.05		0.05	0.0844	0.0486	0.79694086	0.14810561	0.81059934
	65D	0.0434	0.201		0.201	0.0844	0.041	0.71218618	0.08960318	0.717963
	35D	0.047	0.3		0.3	0.0844	0.0374	0.56179074	0.0227901	0.56253394
	20D	0.047	0.15		0.15	0.0844	0.0374	0.58129948	0.02777544	0.5820495
	5D	0.047	0.15		0.15	0.0844	0.0374	0.51011762	-0.00179986	0.51044532
					0.0559					

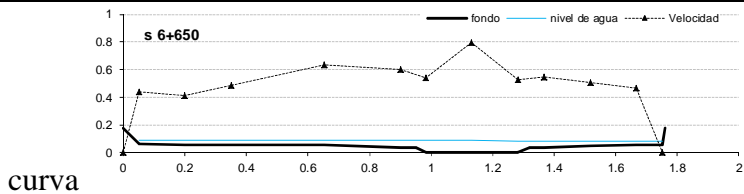


Sección

Q 45.56 l/s Sin plantas

6+550	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.071	0	0.0593	0.08	0.009			
	20I	0.071	0.15	0.15	0.08	0.009			
	35I	0.071	0.15	0.15	0.08	0.009			
	5VI	0.0397	0.346	0.346	0.08	0.0403	0.46551781	-0.05645404	0.46930378
	LLI		0.05	0.05	0.08				
	15CI	0	0.037	0.037	0.08	0.08	0.39793312	0.05452533	0.40165497
	C	0	0.15	0.15	0.087	0.087	0.71659018	0.0902217	0.72226445
	15CD	0	0.15	0.15	0.081	0.081	0.87520912	0.09039782	0.87989103
	LLD		0.039	0.039	0.081				
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.081	0.0466	0.80290297	0.00972607	0.80298067
	35D	0.0363	0.224	0.224	0.081	0.0447	0.58123354	-0.01504844	0.58148319
	20D	0.0478	0.15	0.15	0.081	0.0332	0.55995234	-0.01352118	0.56020635
	5D	0.0517	0.15	0.15	0.081	0.0293	0.48205798	0.0140393	0.48306231
				0.0528					

6+650	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0638		0.047	0.087	0.0232	0.44173723	-0.0031787	0.44177005
	20I	0.059	0.15	0.15	0.087	0.028	0.41469472	-0.00248582	0.41517176
	35I	0.059	0.15	0.15	0.087	0.028	0.47813627	-0.05755801	0.484285
	65I	0.0571	0.303	0.303	0.087	0.0299	0.62581393	-0.07917791	0.63128864
	5VI	0.0379	0.249	0.249	0.087	0.0491	0.58900907	-0.10975317	0.59928083
	LLI		0.05	0.05	0.087				
	15CI	0	0.03	0.03	0.087	0.087	0.54111616	-0.02994199	0.54199623
	C	0	0.15	0.15	0.087	0.087	0.79460195	-0.04308474	0.79578029
	15CD	0	0.15	0.15	0.083	0.083	0.52436796	-0.05691827	0.52745382
	LLD		0.035	0.035	0.083				
	5VD	0.0351	0.05	0.05	0.083	0.0479	0.54314167	-0.02208864	0.54361719
	20D	0.0517	0.15	0.15	0.083	0.0313	0.50310301	-0.02460863	0.50393966
	5D	0.0557	0.15	0.15	0.083	0.0273	0.46573713	0.00342135	0.46599199
				0.0496					

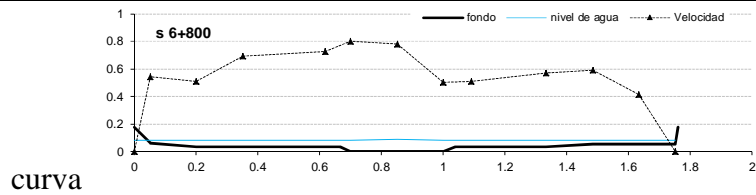


6+750	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	Puntos de q unitario
	5I	0.0542		0.0645	0.086	0.0318	0.29836453	-0.03179183	0.30022152	0.00948799
	20I	0.047	0.15	0.15	0.086	0.039	0.53069285	0.02684924	0.53145058	0.02069702
	35I	0.047	0.15	0.15	0.086	0.039	0.55807616	-0.01201861	0.55839075	0.02176497
	65I	0.0396	0.3	0.3	0.086	0.0464	0.61890274	-0.07020809	0.62295547	0.02871709
	5VI	0.0357	0.121	0.121	0.086	0.0503	0.65265309	-0.08219524	0.65781324	0.03282845
	LLI		0.05	0.05	0.086					0.04636094
	15CI	0	0.0405	0.0405	0.086	0.086	0.66653795	-0.1185437	0.67699894	0.05732226
	C	0	0.15	0.15	0.085	0.085	0.65836939	-0.13924387	0.67293689	0.0559614
	15CD	0	0.15	0.15	0.085	0.085	0.38174247	-0.0922889	0.39279068	0.03244811
	LLD		0.0295	0.0295	0.085					0.02864605
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.085	0.0504	0.44051329	-0.05158958	0.44365786	0.02220187
	20D	0.0499	0.254	0.254	0.085	0.0351	0.22307325	-0.0509694	0.2290699	0.00782987
	5D	0.0567	0.15	0.15	0.085	0.0283	0.22664257	-0.01782102	0.22859773	0.00641398
				0.0543						

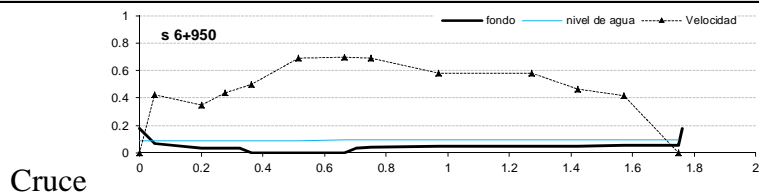
Sección

Q 45.56 l/s Sin plantas

6+800	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0629		0.054	0.086	0.0231	0.53337556	-0.08782093	0.54088235
	20I	0.0367	0.15	0.15	0.086	0.0493	0.50782658	-0.02033739	0.50825326
	35I	0.0358	0.15	0.15	0.086	0.0502	0.69153283	-0.00495659	0.69190439
	5VI	0.0343	0.267	0.267	0.086	0.0517	0.72667827	-0.05454173	0.72913519
	LLI		0.05	0.05	0.086				
	15CI	0	0.033	0.033	0.086	0.086	0.7965534	-0.09344646	0.80205377
	C	0	0.15	0.15	0.089	0.089	0.76885142	-0.13853699	0.78126655
	15CD	0	0.15	0.15	0.081	0.081	0.48331309	-0.12459764	0.4991481
	LLD		0.04	0.04	0.081				
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.081	0.0466	0.50368028	-0.05243148	0.50656156
	35D	0.0364	0.244	0.244	0.081	0.0446	0.56702505	0.00995171	0.56764505
	20D	0.053	0.15	0.15	0.081	0.028	0.5883609	-0.05214412	0.59110809
	5D	0.0553	0.15	0.15	0.081	0.0257	0.39457032	0.11170266	0.41157687
				0.0502					



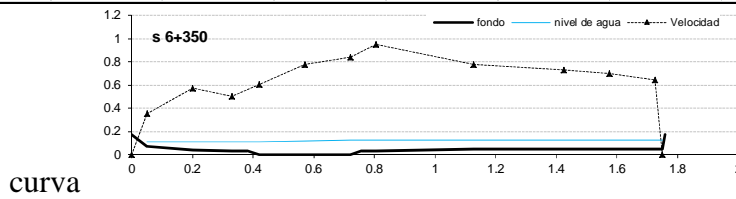
6+850	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.065		0.0547	0.09	0.025	0.50323638	-0.07280365	0.50883351
	20I	0.0366	0.15	0.15	0.09	0.0534	0.48766967	0.03228631	0.48920303
	35I	0.0353	0.15	0.15	0.09	0.0547	0.62203944	0.04596058	0.62379616
	5VI	0.0344	0.106	0.106	0.09	0.0556	0.65092939	0.01666451	0.6511945
	LLI		0.05	0.05	0.09				
	15CI	0	0.033	0.033	0.09	0.09	0.66579795	-0.01608934	0.6659938
	C	0	0.15	0.15	0.087	0.087	0.75235911	-0.03637751	0.7532471
	15CD	0	0.15	0.15	0.0865	0.0865	0.46388593	-0.00243961	0.46395993
	LLD		0.04	0.04	0.0865				
	5VD	0.04	0.05	0.05	0.0865	0.0465	0.58689807	0.10324133	0.59593587
	65D	0.0506	0.088	0.088	0.0865	0.0359	0.6500695	0.10173529	0.65879797
	35D	0.062	0.3	0.3	0.0865	0.0245	0.68637754	-0.0065132	0.68789113
	20D	0.062	0.15	0.15	0.0865	0.0245	0.54512247	-0.09888685	0.55509855
	5D	0.062	0.15	0.15	0.0865	0.0245	0.53044071	-0.06782237	0.53630036
				0.0503					



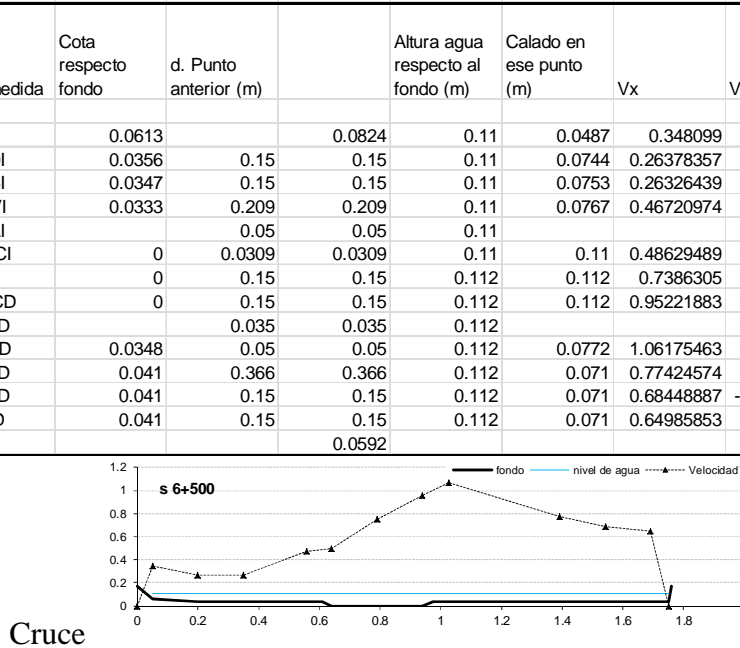
Sección

Q 96.36 l/s Sin plantas

6+350	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.07		0.0687	0.1079	0.0379	0.35620162	-0.00941417	0.35648341
	20I	0.0353	0.15	0.15	0.1079	0.0726	0.5761898	0.03056472	0.57701369
	5VI	0.0336	0.131	0.131	0.1079	0.0743	0.49783904	0.04143481	0.49958224
	LLI		0.05	0.05	0.1079				
	15CI	0	0.0395	0.0395	0.1079	0.1079	0.60198655	0.07682576	0.6068801
	C	0	0.15	0.15	0.1212	0.1212	0.77307433	0.09331054	0.77880767
	15CD	0	0.15	0.15	0.1267	0.1267	0.83376318	0.10238904	0.84005108
	LLD		0.0365	0.0365	0.1267				
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.1267	0.0921	0.94266391	0.08884618	0.94685298
	65D	0.045	0.319	0.319	0.1267	0.0817	0.77576457	0.04756868	0.77731497
	35D	0.048	0.3	0.3	0.1267	0.0787	0.72840393	0.041674	0.72971705
	20D	0.048	0.15	0.15	0.1267	0.0787	0.6925656	0.06421663	0.6956194
	5D	0.048	0.15	0.15	0.1267	0.0787	0.64314257	0.00797679	0.64319443
				0.0577					



6+450	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0672		0.0808	0.1154	0.0482	0.39687942	0.00041124	0.39751284
	20I	0.0357	0.15	0.15	0.1154	0.0797	0.44579231	0.0202236	0.44629526
	5VI	0.035	0.243	0.243	0.1154	0.0804	0.55197375	0.05209054	0.5544489
	LLI		0.05	0.05	0.1154				
	15CI	0	0.0335	0.0335	0.1154	0.1154	0.5207884	0.08192204	0.52719372
	C	0	0.15	0.15	0.1149	0.1149	0.75589787	0.13028159	0.76705342
	15CD	0	0.15	0.15	0.1115	0.1115	0.8611334	0.12074007	0.86956379
	LLD		0.0365	0.0365	0.1115				
	5VD	0.0358	0.05	0.05	0.1115	0.0757	0.99574838	0.10662053	1.00144391
	65D	0.0434	0.201	0.201	0.1115	0.0681	0.9161362	0.08012504	0.91967705
	35D	0.047	0.3	0.3	0.1115	0.0645	0.77947132	0.04021764	0.78050944
	20D	0.047	0.15	0.15	0.1115	0.0645	0.73330617	0.02886466	0.73389288
	5D	0.047	0.15	0.15	0.1115	0.0645	0.71056831	0.00609308	0.71061789
				0.0587					



Sección

Q 96.36 l/s Sin plantas

6+550	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.071	0	0.081	0.107	0.036	0.91914089	-0.24504086	0.95128098
	20I	0.071	0.15	0.15	0.107	0.036	1.2747427	-0.5481537	1.38764392
	35I	0.071	0.15	0.15	0.107	0.036	1.13083016	-0.44525266	1.215539
	5VI	0.0397	0.346	0.346	0.107	0.0673	0.72303369	-0.03883097	0.72409227
	LLI		0.05	0.05	0.107				
	15CI	0	0.037	0.037	0.107	0.107	0.64815636	0.04233722	0.64964088
	C	0	0.15	0.15	0.107	0.107	0.97731487	0.08715304	0.98120025
	15CD	0	0.15	0.15	0.107	0.107	0.99689044	0.05465659	0.99840193
	LLD		0.039	0.039	0.107				
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.107	0.0726	0.95137753	-0.00660983	0.95140435
	35D	0.0363	0.224	0.224	0.107	0.0707	0.79258427	-0.00877834	0.79263841
	20D	0.0478	0.15	0.15	0.107	0.0592	0.65189247	0.0085497	0.65198541
	5D	0.0517	0.15	0.15	0.107	0.0553	0.70158193	-0.00483195	0.7016009
				0.0554					
6+650	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0638		0.0872	0.116	0.0522	0.67274633	-0.0093359	0.67284568
	20I	0.059	0.15	0.15	0.116	0.057	0.73118975	-0.01444904	0.73148565
	35I	0.059	0.15	0.15	0.116	0.057	0.69604054	0.00067196	0.69607866
	65I	0.0571	0.303	0.303	0.116	0.0589	0.90978346	-0.11104876	0.91655724
	5VI	0.0379	0.249	0.249	0.116	0.0781	0.86426528	-0.07293656	0.86735281
	LLI		0.05	0.05	0.116				
	15CI	0	0.03	0.03	0.116	0.116	0.91880642	-0.03086337	0.91932536
	C	0	0.15	0.15	0.115	0.115	0.90081274	-0.03765429	0.90163916
	15CD	0	0.15	0.15	0.112	0.112	0.72309555	-0.00370269	0.7231388
	LLD		0.035	0.035	0.112				
	5VD	0.0351	0.05	0.05	0.112	0.0769	0.71810615	0.00811045	0.71815504
	20D	0.0517	0.15	0.15	0.112	0.0603	0.65891581	-0.00678746	0.65896203
	5D	0.0557	0.15	0.15	0.112	0.0563	0.68924992	-0.00810292	0.68931794
				0.0546					

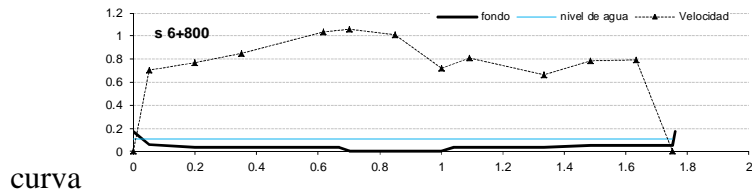
curva

6+750	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0542		0.0776	0.114	0.0598	0.56977716	-0.00066187	0.56979487
	20I	0.047	0.15	0.15	0.114	0.067	0.70287271	0.00609714	0.7029039
	35I	0.047	0.15	0.15	0.114	0.067	0.73843301	-0.0234479	0.73882529
	65I	0.0396	0.3	0.3	0.114	0.0744	0.80171681	-0.07649866	0.80536575
	5VI	0.0357	0.121	0.121	0.114	0.0783	0.95982125	-0.09367707	0.9643828
	LLI		0.05	0.05	0.114				
	15CI	0	0.0405	0.0405	0.114	0.114	0.885792	-0.12902618	0.89516035
	C	0	0.15	0.15	0.116	0.116	0.8577408	-0.12456437	0.86677481
	15CD	0	0.15	0.15	0.113	0.113	0.54218762	-0.07888829	0.54791155
	LLD		0.0295	0.0295	0.113				
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.113	0.0784	0.64582468	-0.05315627	0.64803521
	20D	0.0499	0.254	0.254	0.113	0.0631	0.58679586	-0.03561147	0.58788478
	5D	0.0567	0.15	0.15	0.113	0.0563	0.59597747	-0.03775319	0.59717864
				0.0567					

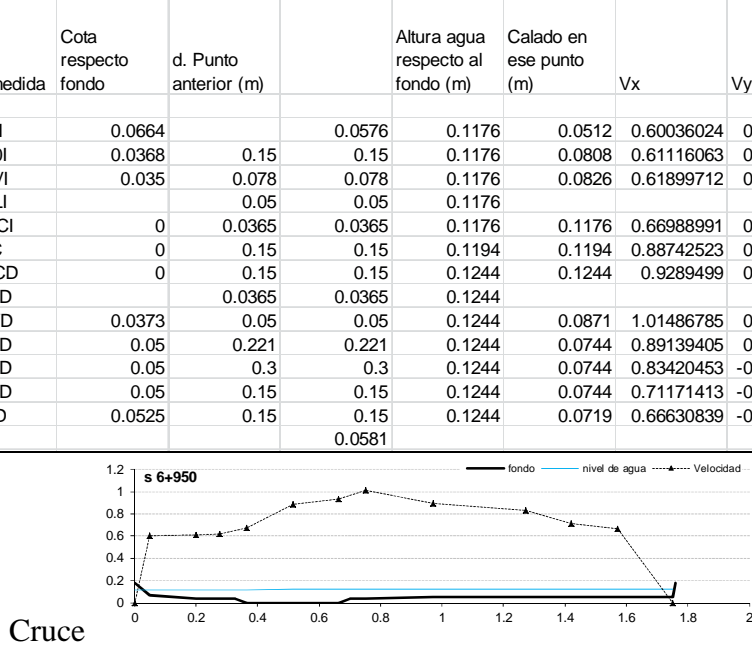
Sección

Q 96.36 l/s Sin plantas

6+800	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0629			0.061	0.112	0.0491	0.7024288	-0.01427502	0.70260162
	20I	0.0367	0.15		0.15	0.112	0.0753	0.77102098	-0.0219491	0.77133928
	35I	0.0358	0.15		0.15	0.112	0.0762	0.84585179	-0.02715752	0.84630834
	5VI	0.0343	0.267		0.267	0.112	0.0777	1.02789862	-0.09193712	1.03200721
	LLI		0.05		0.05	0.112				
	15CI	0	0.033		0.033	0.112	0.112	1.05145084	-0.14017338	1.06075692
	C	0	0.15		0.15	0.112	0.112	0.9995453	-0.16741986	1.01347857
	15CD	0	0.15		0.15	0.108	0.108	0.70693366	-0.1234163	0.71762593
	LLD		0.04		0.04	0.108				
	5VD	0.0344	0.05		0.05	0.108	0.0736	0.80539888	-0.10325472	0.8120016
	35D	0.0364	0.244		0.244	0.108	0.0716	0.66311238	-0.01618899	0.66331218
	20D	0.053	0.15		0.15	0.108	0.055	0.78342298	0.03184135	0.78409135
	5D	0.0553	0.15		0.15	0.108	0.0527	0.79441515	-0.04139536	0.79549491
					0.0527					



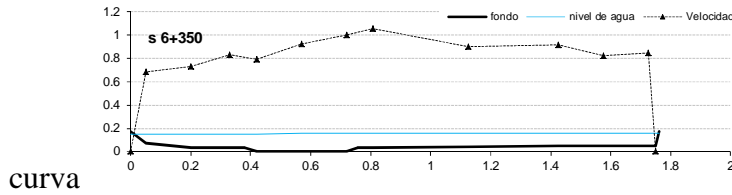
6+850	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.065			0.0577	0.1163	0.0513	0.62616602	-0.01396042	0.62633968
	20I	0.0366	0.15		0.15	0.1163	0.0797	0.70918194	0.00554516	0.70920627
	35I	0.0353	0.15		0.15	0.1163	0.081	0.79967354	0.01870838	0.79990986
	5VI	0.0344	0.106		0.106	0.1163	0.0819	0.95002428	0.00086991	0.95002692
	LLI		0.05		0.05	0.1163				
	15CI	0	0.033		0.033	0.1163	0.1163	0.9176484	-0.03645037	0.91837434
	C	0	0.15		0.15	0.1153	0.1153	1.00552127	-0.06086858	1.00737099
	15CD	0	0.15		0.15	0.1096	0.1096	0.74846119	-0.00826414	0.74851807
	LLD		0.04		0.04	0.1096				
	5VD	0.04	0.05		0.05	0.1096	0.0696	0.76117434	0.06055639	0.76359678
	65D	0.0506	0.088		0.088	0.1096	0.059	0.92269847	0.093939	0.92747177
	35D	0.062	0.3		0.3	0.1096	0.0476	0.85526054	0.07273591	0.85835481
	20D	0.062	0.15		0.15	0.1096	0.0476	0.87401017	0.03462341	0.87471486
	5D	0.062	0.15		0.15	0.1096	0.0476	0.94031567	-0.01066115	0.94038345
					0.0525					



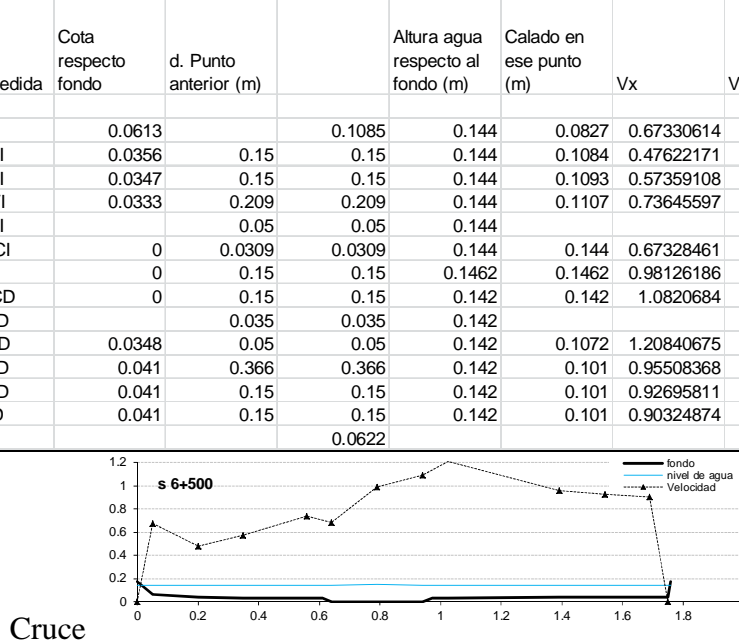
Sección

Q 171.26 l/s Sin plantas

6+350	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.07		0.1046	0.152	0.082	0.68367105	0.00844628	0.68372766
	20I	0.0353	0.15	0.15	0.152	0.1167	0.7270844	0.00364429	0.72710776
	5VI	0.0336	0.131	0.131	0.152	0.1184	0.82731802	0.00959767	0.82779346
	LLI		0.05	0.05	0.152				
	15CI	0	0.0395	0.0395	0.152	0.152	0.79058315	0.02954189	0.79114494
	C	0	0.15	0.15	0.1568	0.1568	0.91951962	0.03465713	0.9201787
	15CD	0	0.15	0.15	0.1551	0.1551	1.00189234	0.03916168	1.002665
	LLD		0.0365	0.0365	0.1551				
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.1551	0.1205	1.05752148	0.0363024	1.05814455
	65D	0.045	0.319	0.319	0.1551	0.1101	0.90343118	0.0266957	0.90386579
	35D	0.048	0.3	0.3	0.1551	0.1071	0.91806296	0.01035829	0.91814212
	20D	0.048	0.15	0.15	0.1551	0.1071	0.82521755	0.02383492	0.82558094
	5D	0.048	0.15	0.15	0.1551	0.1071	0.84345237	-0.00486356	0.84346731
				0.0608					



6+450	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0672		0.1078	0.1514	0.0842	0.63863923	-0.01672472	0.63891668
	20I	0.0357	0.15	0.15	0.1514	0.1157	0.57736497	-0.01337156	0.57762957
	5VI	0.035	0.243	0.243	0.1514	0.1164	0.7749761	0.03090733	0.7756107
	LLI		0.05	0.05	0.1514				
	15CI	0	0.0335	0.0335	0.1514	0.1514	0.64267308	0.04850526	0.64453428
	C	0	0.15	0.15	0.1525	0.1525	0.87535438	0.09205815	0.88018511
	15CD	0	0.15	0.15	0.1467	0.1467	0.98101756	0.07210641	0.98366857
	LLD		0.0365	0.0365	0.1467				
	5VD	0.0358	0.05	0.05	0.1467	0.1109	1.18522061	0.0769942	1.18772055
	65D	0.0434	0.201	0.201	0.1467	0.1033	0.93956785	0.04963347	0.94092767
	35D	0.047	0.3	0.3	0.1467	0.0997	0.86401104	0.01977171	0.86423887
	20D	0.047	0.15	0.15	0.1467	0.0997	0.94646279	0.00988127	0.9465145
	5D	0.047	0.15	0.15	0.1467	0.0997	0.92775124	-0.01658864	0.92791327
				0.0623					



Sección

Q 171.26 l/s Sin plantas

6+550	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.071	0	0.1027	0.134	0.063	0.93261947	0.04288003	0.93360881
	20I	0.071	0.15	0.15	0.134	0.063	0.95597209	0.02678346	0.9563481
	35I	0.071	0.15	0.15	0.134	0.063	0.98236734	0.00339396	0.98241915
	5VI	0.0397	0.346	0.346	0.134	0.0943	1.05719815	-0.00181446	1.05721756
	LLI		0.05	0.05	0.134				
	15CI	0	0.037	0.037	0.134	0.134	0.89153901	0.0361013	0.89227288
	C	0	0.15	0.15	0.1416	0.1416	1.14243391	0.09278339	1.14620051
	15CD	0	0.15	0.15	0.141	0.141	1.17085466	0.07724724	1.17340027
	LLD		0.039	0.039	0.141				
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.141	0.1066	1.15365006	0.03358056	1.15419072
	35D	0.0363	0.224	0.224	0.141	0.1047	0.99300998	0.00647813	0.99303203
	20D	0.0478	0.15	0.15	0.141	0.0932	0.96656506	0.01782614	0.96673396
	5D	0.0517	0.15	0.15	0.141	0.0893	0.91668909	0.0061286	0.9167121
				0.0588					

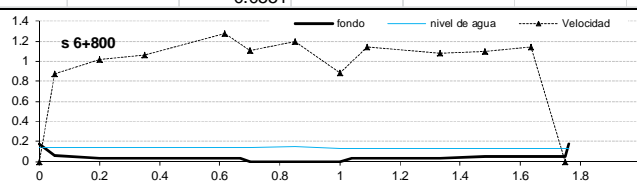
6+650	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0638		0.1113	0.147	0.0832	0.80877582	0.05773022	0.81085933
6650	20I	0.059	0.15	0.15	0.147	0.088	0.94212908	0.03301367	0.94271621
6650	35I	0.059	0.15	0.15	0.147	0.088	0.91135513	0.02165256	0.91161624
6650	65I	0.0571	0.303	0.303	0.147	0.0899	1.04373718	-0.01034037	1.04382023
6650	5VI	0.0379	0.249	0.249	0.147	0.1091	1.02461455	-0.02238623	1.02488427
6650	LLI		0.05	0.05	0.147				
6650	15CI	0	0.03	0.03	0.147	0.147	1.10847298	0.00674923	1.10849671
6650	C	0	0.15	0.15	0.1507	0.1507	1.03890959	0.00714693	1.03894149
6650	15CD	0	0.15	0.15	0.147	0.147	1.01378857	0.03745169	1.01448356
6650	LLD		0.035	0.035	0.147				
6650	5VD	0.0351	0.05	0.05	0.147	0.1119	0.93510605	0.02158227	0.9353568
6650	20D	0.0517	0.15	0.15	0.147	0.0953	0.96798047	0.01870613	0.9682036
6650	5D	0.0557	0.15	0.15	0.147	0.0913	0.94435855	-0.01034564	0.94452713
				0.0582					

6+750	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0542		0.0901	0.141	0.0868	0.77110347	0.02488861	0.7715157
	20I	0.047	0.15	0.15	0.141	0.094	0.93654645	0.01509872	0.93670509
	35I	0.047	0.15	0.15	0.141	0.094	0.97077006	-0.00295275	0.97077727
	65I	0.0396	0.3	0.3	0.141	0.1014	1.10326049	-0.07577718	1.10588013
	5VI	0.0357	0.121	0.121	0.141	0.1053	1.03464769	-0.07981253	1.03772657
	LLI		0.05	0.05	0.141				
	15CI	0	0.0405	0.0405	0.141	0.141	1.06820717	-0.0978059	1.07270188
	C	0	0.15	0.15	0.1495	0.1495	1.08222856	-0.09434812	1.08646206
	15CD	0	0.15	0.15	0.14	0.14	0.88285279	-0.08995466	0.88742936
	LLD		0.0295	0.0295	0.14				
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.14	0.1054	0.99970998	-0.04697589	1.00087727
	20D	0.0499	0.254	0.254	0.14	0.0901	0.88169011	-0.04970015	0.88309139
	5D	0.0567	0.15	0.15	0.14	0.0833	0.93821174	-0.05765661	0.93998996
				0.059					

Sección

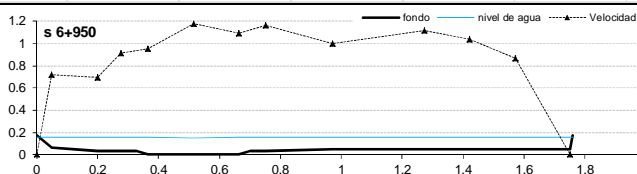
Q 171.26 l/s Sin plantas

6+800	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	6800	5I	0.0629	0.0694	0.143	0.0801	0.87353721	0.01391918	0.87366427
	6800	20I	0.0367	0.15	0.15	0.1063	1.01620078	-0.01529259	1.0163224
	6800	35I	0.0358	0.15	0.15	0.1072	1.05907027	-0.01101263	1.05915594
	6800	5VI	0.0343	0.267	0.267	0.1087	1.27670615	-0.07823665	1.27910872
	6800	LLI		0.05	0.05	0.143			
	6800	15CI	0	0.033	0.033	0.143	1.10448127	-0.11536756	1.11057534
	6800	C	0	0.15	0.15	0.1473	1.19239974	-0.13543988	1.20012451
	6800	15CD	0	0.15	0.15	0.135	0.8733766	-0.09882919	0.87895946
	6800	LLD		0.04	0.04	0.135			
	6800	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.1006	1.1367575	-0.07536172	1.13926268
	6800	35D	0.0364	0.244	0.244	0.0986	1.07540392	-0.030845	1.07584957
	6800	20D	0.053	0.15	0.15	0.082	1.09805056	-0.01676521	1.09822621
	6800	5D	0.0553	0.15	0.15	0.0797	1.14334039	-0.04983833	1.14444962
				0.0551					



curva

6+850	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
		5I	0.065	0.0618	0.1516	0.0866	0.85177898	-0.01295339	0.85188555
		20I	0.0366	0.15	0.1516	0.115	0.73636159	-0.00887859	0.73641583
		35I	0.0353	0.15	0.1516	0.1163	1.0875279	0.01594303	1.08766024
		5VI	0.0344	0.106	0.106	0.1172	1.23777492	-0.00690547	1.23780033
		LLI		0.05	0.1516				
		15CI	0	0.033	0.033	0.1516	1.19909418	-0.06274671	1.20073787
		C	0	0.15	0.15	0.1563	1.04617844	-0.06275259	1.04808264
		15CD	0	0.15	0.15	0.1435	0.98814551	-0.01852639	0.9883222
		LLD		0.04	0.1435				
		5VD	0.04	0.05	0.05	0.1035	1.0446706	0.03474986	1.0452605
		65D	0.0506	0.088	0.088	0.0929	1.10196414	0.03944091	1.10267159
		35D	0.062	0.3	0.3	0.0815	1.21934954	-0.01098177	1.21941207
		20D	0.062	0.15	0.15	0.0815	1.11486154	-0.03496631	1.11541277
		5D	0.062	0.15	0.15	0.0815	1.13256906	-0.05056899	1.13370446
				0.0556					

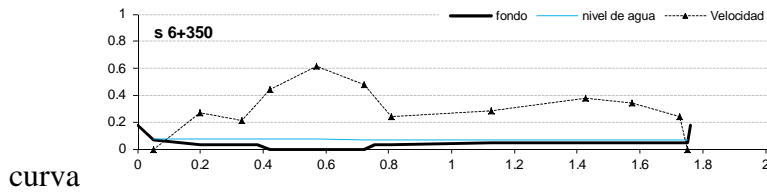


cruce

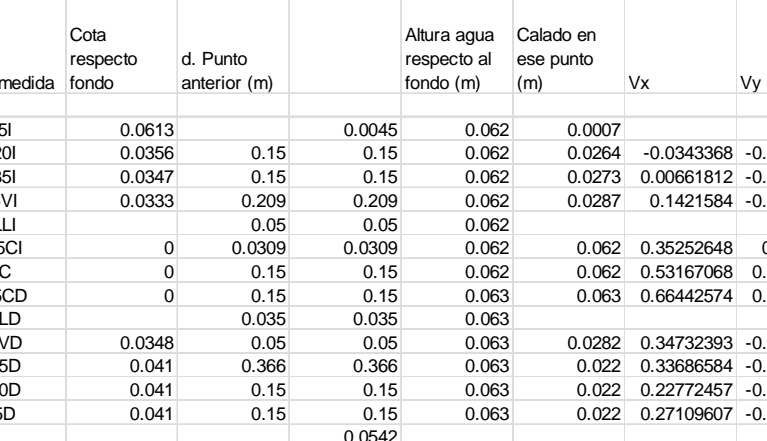
Sección

Q 18.96 l/s con plantas

6+350	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.07		0.0098	0.0729	0.0029			
	20I	0.0353	0.15	0.15	0.0729	0.0376	0.24647615	-0.10856159	0.26979899
	5VI	0.0336	0.131	0.131	0.0729	0.0393	0.15844614	-0.13565905	0.21095202
	LLI		0.05	0.05	0.0729				
	15CI	0	0.0395	0.0395	0.0729	0.0729	0.43856124	0.05230925	0.44168804
	C	0	0.15	0.15	0.0729	0.0729	0.61117689	0.03653813	0.61227724
	15CD	0	0.15	0.15	0.0705	0.0705	0.47963794	0.02462383	0.48028509
	LLD		0.0365	0.0365	0.0705				
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.0705	0.0359	0.22900511	-0.08260679	0.24366423
	65D	0.045	0.319	0.319	0.0705	0.0255	0.25089701	-0.13069779	0.28664267
	35D	0.048	0.3	0.3	0.0705	0.0225	0.34689282	-0.13876173	0.37506161
	20D	0.048	0.15	0.15	0.0705	0.0225	0.29854034	-0.16364221	0.34068895
	5D	0.048	0.15	0.15	0.0705	0.0225	0.14978776	-0.15430872	0.2417275
				0.0515					



6+450	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0672		0.0015	0.0675	0.0003			
	20I	0.0357	0.15	0.15	0.0675	0.0318	0.18039674	-0.23662303	0.30521994
	5VI	0.035	0.243	0.243	0.0675	0.0325	0.21725534	-0.18631069	0.28642493
	LLI		0.05	0.05	0.0675				
	15CI	0	0.0335	0.0335	0.0675	0.0675	0.37835318	0.10609474	0.39295697
	C	0	0.15	0.15	0.0673	0.0673	0.57721791	0.14557945	0.59538582
	15CD	0	0.15	0.15	0.0631	0.0631	0.52569847	0.11127245	0.53734904
	LLD		0.0365	0.0365	0.0631				
	5VD	0.0358	0.05	0.05	0.0631	0.0273	0.2628804	-0.1314116	0.29632108
	65D	0.0434	0.201	0.201	0.0631	0.0197	0.30816616	-0.17218032	0.35313819
	35D	0.047	0.3	0.3	0.0631	0.0161	0.35466022	-0.24885765	0.43397099
	20D	0.047	0.15	0.15	0.0631	0.0161	0.30816616	-0.17218032	0.35313819
	5D	0.047	0.15	0.15	0.0631	0.0161	0.2628804	-0.1314116	0.29632108
				0.0537					

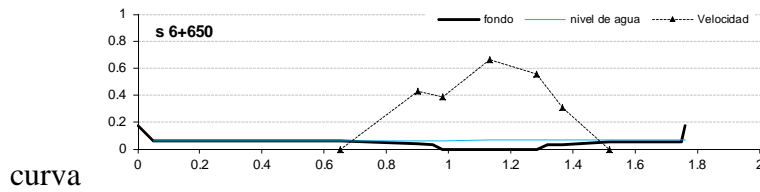


Sección

Q 18.96 l/s Con plantas

6+550	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.071	0		0.061	0			
	20I	0.071	0.15		0.061	0			
	35I	0.071	0.15		0.061	0			
	5VI	0.0397	0.346	0.1864	0.061	0.0213	0.25318052	-0.18108857	0.32287024
	LLI		0.05	0.05	0.061				
	15CI	0	0.037	0.037	0.061	0.061	0.1616569	0.0387247	0.16626641
	C	0	0.15	0.15	0.062	0.062	0.5684927	0.16441157	0.591808
	15CD	0	0.15	0.15	0.061	0.061	0.71114754	0.17334571	0.73197119
	LLD		0.039	0.039	0.061				
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.061	0.0266	0.37185112	-0.09443498	0.38367177
	35D	0.0363	0.224	0.224	0.061	0.0247	0.26409712	-0.17869758	0.31989474
	20D	0.0478	0.15	0.15	0.061	0.0132	0.26045313	-0.21652393	0.33897469
	5D	0.0517	0.15	0.15	0.061	0.0093	0.28749535	-0.19044825	0.34741101
				0.0508					

6+650	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0638			0.063	0			
	20I	0.059	0.15	0.1357	0.063	0.004			
	35I	0.059	0.15	0.15	0.063	0.004			
	65I	0.0571	0.303	0.303	0.063	0.0059			
	5VI	0.0379	0.249	0.249	0.063	0.0251	0.27890471	-0.32688538	0.42996146
	LLI		0.05	0.05	0.063				
	15CI	0	0.03	0.03	0.063	0.063	0.38490416	0.01651624	0.38527294
	C	0	0.15	0.15	0.0665	0.0665	0.65802272	0.05184683	0.6600623
	15CD	0	0.15	0.15	0.067	0.067	0.55950377	0.01194817	0.5596338
	LLD		0.035	0.035	0.067				
	5VD	0.0351	0.05	0.05	0.067	0.0319	0.24588759	-0.18413119	0.30896788
	20D	0.0517	0.15	0.15	0.067	0.0153			
	5D	0.0557	0.15	0.15	0.067	0.0113			
				0.05					

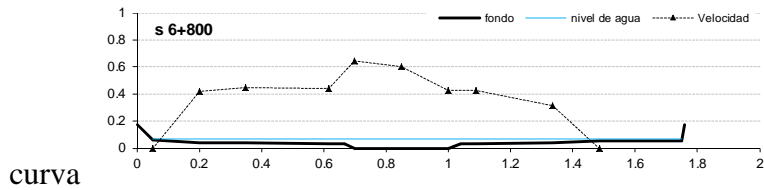


6+750	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0542		0.0562	0.068	0.0138			
	20I	0.047	0.15	0.15	0.068	0.021	0.36067863	-0.22596173	0.42572366
	35I	0.047	0.15	0.15	0.068	0.021	0.32131283	-0.26668574	0.41817916
	65I	0.0396	0.3	0.3	0.068	0.0284	0.23686057	-0.27201218	0.36142057
	5VI	0.0357	0.121	0.121	0.068	0.0323	0.22900722	-0.26998668	0.35412096
	LLI		0.05	0.05	0.068				
	15CI	0	0.0405	0.0405	0.068	0.068	0.56717618	-0.1413037	0.58452814
	C	0	0.15	0.15	0.0672	0.0672	0.58900531	-0.14421732	0.60647008
	15CD	0	0.15	0.15	0.068	0.068	0.32933026	-0.09473017	0.34269686
	LLD		0.0295	0.0295	0.068				
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.068	0.0334	0.14058207	-0.22510914	0.26606148
	20D	0.0499	0.254	0.254	0.068	0.0181	0.14472024	-0.20840625	0.27098704
	5D	0.0567	0.15	0.15	0.068	0.0113	0.08687035	-0.20033358	0.22505209
				0.0528					

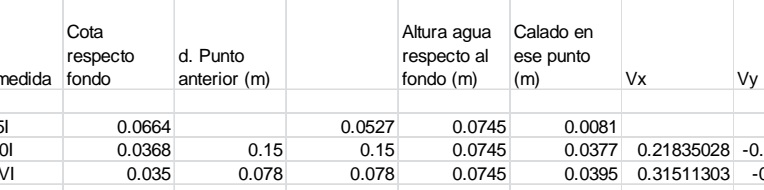
Sección

Q 18.96 l/s Con plantas

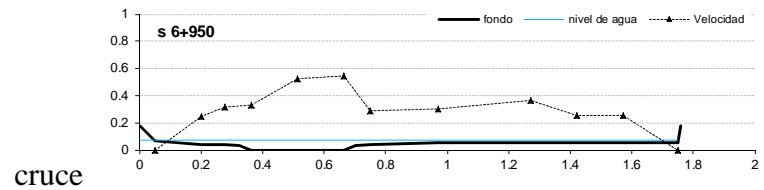
6+800	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0629		0.0494	0.069	0.0061		
	20I	0.0367	0.15	0.15	0.069	0.0323	0.33467415	-0.25547426 0.42127491
	35I	0.0358	0.15	0.15	0.069	0.0332	0.36460154	-0.26143864 0.44926358
	5VI	0.0343	0.267	0.267	0.069	0.0347	0.32788383	-0.2910177 0.43856152
	LLI		0.05	0.05	0.069			
	15CI	0	0.033	0.033	0.069	0.069	0.63075397	-0.1298011 0.64419915
	C	0	0.15	0.15	0.0674	0.0674	0.57764481	-0.16698047 0.60129913
	15CD	0	0.15	0.15	0.066	0.066	0.40995173	-0.1255407 0.42920136
	LLD		0.04	0.04	0.066			
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.066	0.0316	0.3505508	-0.23845993 0.42796242
	35D	0.0364	0.244	0.244	0.066	0.0296	0.21821872	-0.22119406 0.31194361
	20D	0.053	0.15	0.15	0.066	0.013		
	5D	0.0553	0.15	0.15	0.066	0.0107		
				0.0489				



6+850	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.065		0.0525	0.0714	0.0064		
	20I	0.0366	0.15	0.15	0.0714	0.0348	0.26653251	-0.07819406 0.27842231
	35I	0.0353	0.15	0.15	0.0714	0.0361	0.24553836	-0.13457886 0.32573086
	5VI	0.0344	0.106	0.106	0.0714	0.037	0.36862666	-0.15806274 0.40775875
	LLI		0.05	0.05	0.0714			
	15CI	0	0.033	0.033	0.0714	0.0714	0.59902009	-0.04504612 0.60077466
	C	0	0.15	0.15	0.0714	0.0714	0.57388747	-0.09136526 0.58174826
	15CD	0	0.15	0.15	0.0685	0.0685	0.35698632	-0.02721698 0.35810721
	LLD		0.04	0.04	0.0685			
	5VD	0.04	0.05	0.05	0.0685	0.0285	0.40760695	-0.16381532 0.43940601
	65D	0.0506	0.088	0.088	0.0685	0.0179	0.4105981	-0.02253841 0.41987669
	35D	0.062	0.3	0.3	0.0685	0.0065		
	20D	0.062	0.15	0.15	0.0685	0.0065		
	5D	0.062	0.15	0.15	0.0685	0.0065		
				0.0486				



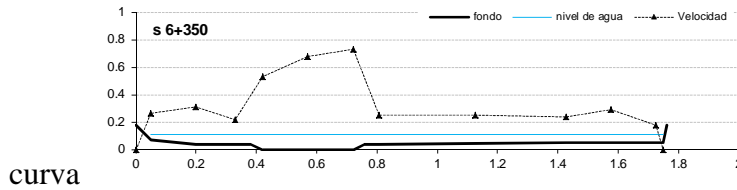
6+950	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0664		0.0527	0.0745	0.0081		
	20I	0.0368	0.15	0.15	0.0745	0.0377	0.21835028	-0.10877775 0.24409776
	5VI	0.035	0.078	0.078	0.0745	0.0395	0.31511303	-0.0315841 0.3167734
	LLI		0.05	0.05	0.0745			
	15CI	0	0.0365	0.0365	0.0745	0.0745	0.32409444	0.051951 0.32823576
	C	0	0.15	0.15	0.0733	0.0733	0.51958071	0.06429355 0.5235531
	15CD	0	0.15	0.15	0.0762	0.0762	0.53798954	0.06435602 0.54183672
	LLD		0.0365	0.0365	0.0762			
	5VD	0.0373	0.05	0.05	0.0762	0.0389	0.28679599	-0.01103792 0.28743938
	65D	0.05	0.221	0.221	0.0762	0.0262	0.25513513	-0.14344902 0.30436192
	35D	0.05	0.3	0.3	0.0762	0.0262	0.33400039	-0.13696458 0.36130865
	20D	0.05	0.15	0.15	0.0762	0.0262	0.21769458	-0.12009701 0.25114977
	5D	0.0525	0.15	0.15	0.0762	0.0237	0.23602408	-0.07887098 0.25322843
				0.0538				



Sección

Q 45.56 l/s con plantas

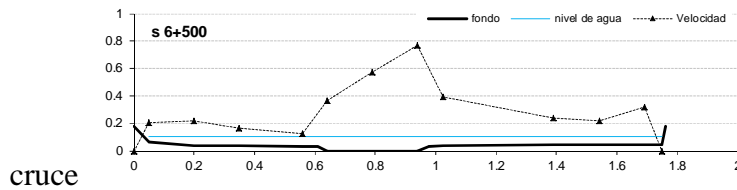
6+350	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.07			0.0712	0.111	0.041	0.24187255	-0.07704041	0.26356384
	20I	0.0353	0.15		0.15	0.111	0.0757	0.30509208	0.048929	0.30960644
	5VI	0.0336	0.131		0.131	0.111	0.0774	0.21519838	0.01965234	0.21802642
	LLI		0.05		0.05	0.111				
	15CI	0	0.0395		0.0395	0.111	0.111	0.52448266	0.07825277	0.53029012
	C	0	0.15		0.15	0.1115	0.1115	0.66855291	0.0880669	0.67438862
	15CD	0	0.15		0.15	0.1099	0.1099	0.72784351	0.04674213	0.72935128
	LLD		0.0365		0.0365	0.1099				
	5VD	0.0346	0.05		0.05	0.1099	0.0753	0.24504267	0.02038737	0.24863843
	65D	0.045	0.319		0.319	0.1099	0.0649	0.23911172	-0.02828091	0.2480588
	35D	0.048	0.3		0.3	0.1099	0.0619	0.23142801	0.0215785	0.23516699
	20D	0.048	0.15		0.15	0.1099	0.0619	0.28613126	0.04255729	0.2894244
	5D	0.048	0.15		0.15	0.1099	0.0619	0.17613123	-0.00235983	0.17881349
					0.0558					



curva

6+450	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0672			0.0746	0.1071	0.0399	0.07692195	0.07223736	0.10907683
	20I	0.0357	0.15		0.15	0.1071	0.0714	0.18272255	0.0117862	0.18459382
	5VI	0.035	0.243		0.243	0.1071	0.0721	0.13820929	0.01166532	0.14564332
	LLI		0.05		0.05	0.1071				
	15CI	0	0.0335		0.0335	0.1071	0.1071	0.37263342	0.10191066	0.3863206
	C	0	0.15		0.15	0.1071	0.1071	0.5910275	0.15809014	0.61181402
	15CD	0	0.15		0.15	0.1065	0.1065	0.74274774	0.16355431	0.7605542
	LLD		0.0365		0.0365	0.1065				
	5VD	0.0358	0.05		0.05	0.1065	0.0707	0.33109715	0.02490442	0.33257034
	65D	0.0434	0.201		0.201	0.1065	0.0631	0.27222578	0.06719633	0.2812555
	35D	0.047	0.3		0.3	0.1065	0.0595	0.26441864	0.02003062	0.26536555
	20D	0.047	0.15		0.15	0.1065	0.0595	0.25974475	0.02780088	0.26137689
	5D	0.047	0.15		0.15	0.1065	0.0595	0.36555288	0.03627802	0.36752481
					0.0582					

6+500	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0613			0.0778	0.104	0.0427	0.13655891	-0.13340956	0.20752078
	20I	0.0356	0.15		0.15	0.104	0.0684	0.21290704	0.02788337	0.21481525
	35I	0.0347	0.15		0.15	0.104	0.0693	0.16331753	0.01181088	0.16484807
	5VI	0.0333	0.209		0.209	0.104	0.0707	0.11963835	0.03269725	0.12407585
	LLI		0.05		0.05	0.104				
	15CI	0	0.0309		0.0309	0.104	0.104	0.35251459	0.08995196	0.3638522
	C	0	0.15		0.15	0.1052	0.1052	0.55384466	0.14996659	0.57380606
	15CD	0	0.15		0.15	0.105	0.105	0.75271375	0.17037835	0.77176515
	LLD		0.035		0.035	0.105				
	5VD	0.0348	0.05		0.05	0.105	0.0702	0.39005568	-0.0163913	0.39042591
	35D	0.041	0.366		0.366	0.105	0.064	0.23559929	0.04630906	0.24011547
	20D	0.041	0.15		0.15	0.105	0.064	0.21681339	-0.01160737	0.21721767
	5D	0.041	0.15		0.15	0.105	0.064	0.31328999	0.04319267	0.31733824
					0.0584					



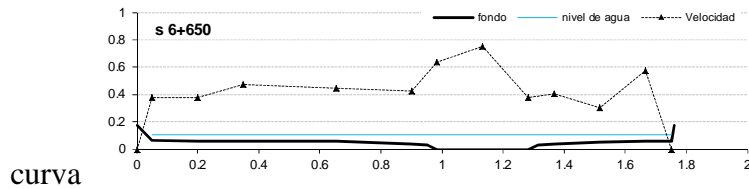
cruce

Sección

Q 45.56 l/s con plantas

6+550	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.071	0	0.0778	0.103	0.032	0.27643635	-0.07972974	0.29035159
	20I	0.071	0.15	0.15	0.103	0.032	0.25060498	-0.00017567	0.27244768
	35I	0.071	0.15	0.15	0.103	0.032	0.23294052	-0.12176546	0.26492366
	5VI	0.0397	0.346	0.346	0.103	0.0633	0.29590294	-0.01785759	0.2979139
	LLI		0.05	0.05	0.103				
	15CI	0	0.037	0.037	0.103	0.103	0.31592122	0.07709234	0.32525544
	C	0	0.15	0.15	0.1044	0.1044	0.58002812	0.13563	0.59577171
	15CD	0	0.15	0.15	0.104	0.104	0.77861948	0.12227078	0.78817384
	LLD		0.039	0.039	0.104				
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.104	0.0696	0.44535623	0.04201118	0.44767195
	35D	0.0363	0.224	0.224	0.104	0.0677	0.18648741	0.00509929	0.19103874
	20D	0.0478	0.15	0.15	0.104	0.0562	0.26857773	0.02167439	0.26948795
	5D	0.0517	0.15	0.15	0.104	0.0523	0.20043413	0.00387911	0.20312598
				0.0551					

6+650	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0638		0.0794	0.106	0.0422	0.36765049	-0.09272905	0.3809327
	20I	0.059	0.15	0.15	0.106	0.047	0.36832681	-0.06970036	0.37523232
	35I	0.059	0.15	0.15	0.106	0.047	0.46263324	-0.0779511	0.47022505
	65I	0.0571	0.303	0.303	0.106	0.0489	0.43777805	-0.06373072	0.4424334
	5VI	0.0379	0.249	0.249	0.106	0.0681	0.42152192	0.07554943	0.42843596
	LLI		0.05	0.05	0.106				
	15CI	0	0.03	0.03	0.106	0.106	0.63360421	-0.00925747	0.63369346
	C	0	0.15	0.15	0.1076	0.1076	0.75068659	-0.05931904	0.75305963
	15CD	0	0.15	0.15	0.106	0.106	0.3758228	-0.03756473	0.37769793
	LLD		0.035	0.035	0.106				
	5VD	0.0351	0.05	0.05	0.106	0.0709	0.40275694	0.00257388	0.40277762
	20D	0.0517	0.15	0.15	0.106	0.0543	0.30393903	-0.02926807	0.30538173
	5D	0.0557	0.15	0.15	0.106	0.0503	0.56898086	-0.05948297	0.57209827
				0.054					



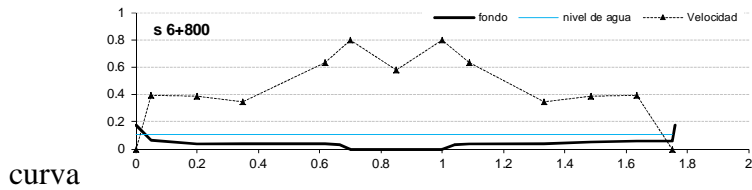
curva

6+750	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V
	5I	0.0542		0.0738	0.106	0.0518	0.37905193	-0.01977848	0.37989291
	20I	0.047	0.15	0.15	0.106	0.059	0.39248792	-0.00388904	0.39259907
	35I	0.047	0.15	0.15	0.106	0.059	0.35912804	-0.01803537	0.35981686
	65I	0.0396	0.3	0.3	0.106	0.0664	0.33185311	-0.01999901	0.33251599
	5VI	0.0357	0.121	0.121	0.106	0.0703	0.48864584	-0.03304738	0.4898832
	LLI		0.05	0.05	0.106				
	15CI	0	0.0405	0.0405	0.106	0.106	0.733014	-0.19630003	0.75886268
	C	0	0.15	0.15	0.1076	0.1076	0.58361791	-0.175199	0.60936
	15CD	0	0.15	0.15	0.106	0.106	0.34243854	-0.09788463	0.356155
	LLD		0.0295	0.0295	0.106				
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.106	0.0714	0.27597935	-0.04288303	0.27930033
	20D	0.0499	0.254	0.254	0.106	0.0561	0.30790289	-0.01455757	0.30839092
	5D	0.0567	0.15	0.15	0.106	0.0493	0.23647175	-0.02403466	0.23781745
				0.0561					

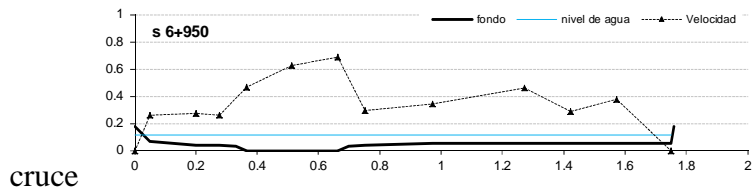
Sección

Q 45.56 l/s con plantas

6+800	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0629			0.0602	0.109	0.0461	0.39224737	-0.02193675	0.39461228
	20I	0.0367	0.15		0.15	0.109	0.0723	0.38649013	-0.01507553	0.38693654
	35I	0.0358	0.15		0.15	0.109	0.0732	0.33225637	-0.0765828	0.34664519
	5VI	0.0343	0.267		0.267	0.109	0.0747	0.6285701	-0.08209589	0.6339353
	LLI		0.05		0.05	0.109				
	15CI	0	0.033		0.033	0.109	0.109	0.77366275	-0.18680667	0.79590714
	C	0	0.15		0.15	0.1065	0.1065	0.56219114	-0.14856352	0.58149633
	15CD	0	0.15		0.15	0.108	0.108	0.77366275	-0.18680667	0.79590714
	LLD		0.04		0.04	0.108				
	5VD	0.0344	0.05		0.05	0.108	0.0736	0.6285701	-0.08209589	0.6339353
	35D	0.0364	0.244		0.244	0.108	0.0716	0.33225637	-0.0765828	0.34664519
	20D	0.053	0.15		0.15	0.108	0.055	0.38649013	-0.01507553	0.38693654
	5D	0.0553	0.15		0.15	0.108	0.0527	0.39224737	-0.02193675	0.39461228
					0.0527					



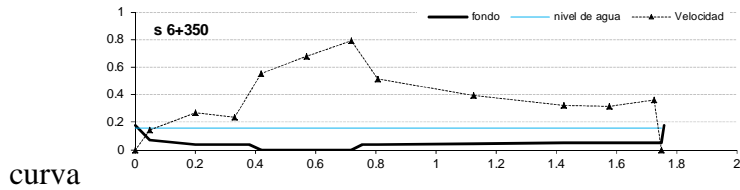
6+850	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.065			0.057	0.11	0.045	0.23359531	-0.03014053	0.23558543
	20I	0.0366	0.15		0.15	0.11	0.0734	0.271347	-0.03846248	0.27407185
	35I	0.0353	0.15		0.15	0.11	0.0747	0.39656391	0.00445413	0.396651
	5VI	0.0344	0.106		0.106	0.11	0.0756	0.46430365	0.13237031	0.48284954
	LLI		0.05		0.05	0.11				
	15CI	0	0.033		0.033	0.11	0.11	0.7103237	-0.01965023	0.71060656
	C	0	0.15		0.15	0.1094	0.1094	0.66197559	-0.06360367	0.6650263
	15CD	0	0.15		0.15	0.1071	0.1071	0.3129379	-0.02202481	0.31376538
	LLD		0.04		0.04	0.1071				
	5VD	0.04	0.05		0.05	0.1071	0.0671	0.28096785	0.02560949	0.28214096
	65D	0.0506	0.088		0.088	0.1071	0.0565	0.26398693	0.02274524	0.26497096
	35D	0.062	0.3		0.3	0.1071	0.0451	0.35327521	-0.00079298	0.35330615
	20D	0.062	0.15		0.15	0.1071	0.0451	0.3893041	0.00943916	0.38954455
	5D	0.062	0.15		0.15	0.1071	0.0451	0.41683643	0.00669579	0.41696856
					0.0522					



Sección

Q 96.33 l/s con plantas

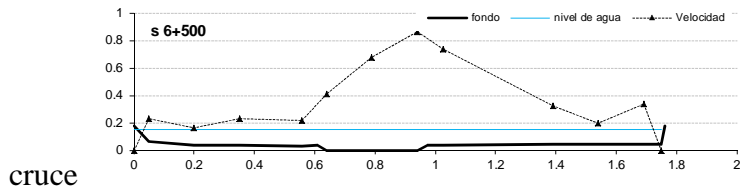
6+350	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.07		0.1087	0.157	0.087	0.14368009	0.00917905	0.14400867
	20I	0.0353	0.15	0.15	0.157	0.1217	0.26697521	0.04925233	0.27148115
	5VI	0.0336	0.131	0.131	0.157	0.1234	0.23040683	0.02902919	0.23223047
	LLI		0.05	0.05	0.157				
	15CI	0	0.0395	0.0395	0.157	0.157	0.54070356	0.11832484	0.55352235
	C	0	0.15	0.15	0.157	0.157	0.67256238	0.1071233	0.68106419
	15CD	0	0.15	0.15	0.1565	0.1565	0.78565532	0.10325187	0.79243431
	LLD		0.0365	0.0365	0.1565				
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.1565	0.1219	0.50912895	0.0672156	0.51356229
	65D	0.045	0.319	0.319	0.1565	0.1115	0.39073171	0.03340594	0.39220135
	35D	0.048	0.3	0.3	0.1565	0.1085	0.31861642	-0.04125959	0.32135568
	20D	0.048	0.15	0.15	0.1565	0.1085	0.30891067	0.06197918	0.31508025
	5D	0.048	0.15	0.15	0.1565	0.1085	0.35264329	0.08759845	0.36340121
				0.061					



curva

6+450	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0672		0.1083	0.152	0.0848	0.1795309	-0.01704535	0.18033876
	20I	0.0357	0.15	0.15	0.152	0.1163	0.1327388	-0.01261696	0.13335457
	5VI	0.035	0.243	0.243	0.152	0.117	0.19075488	-0.03408843	0.19379183
	LLI		0.05	0.05	0.152				
	15CI	0	0.0335	0.0335	0.152	0.152	0.41612549	0.10948222	0.4302964
	C	0	0.15	0.15	0.152	0.152	0.64469361	0.12896868	0.65748308
	15CD	0	0.15	0.15	0.152	0.152	0.80222484	0.14730872	0.81566251
	LLD		0.0365	0.0365	0.152				
	5VD	0.0358	0.05	0.05	0.152	0.1162	0.61951825	0.19307346	0.64892467
	65D	0.0434	0.201	0.201	0.152	0.1086	0.57432988	0.06284968	0.57779772
	35D	0.047	0.3	0.3	0.152	0.105	0.28745952	0.04244109	0.29060231
	20D	0.047	0.15	0.15	0.152	0.105	0.33687472	0.05652118	0.34159004
	5D	0.047	0.15	0.15	0.152	0.105	0.3773329	0.03323976	0.37881296
				0.0629					

6+500	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0613		0.1131	0.15	0.0887	0.22775061	0.00249305	0.2278388
	20I	0.0356	0.15	0.15	0.15	0.1144	0.15899285	-0.02997119	0.16504151
	35I	0.0347	0.15	0.15	0.15	0.1153	0.22808674	0.01015959	0.22840046
	5VI	0.0333	0.209	0.209	0.15	0.1167	0.21425652	-0.01406052	0.21481367
	LLI		0.05	0.05	0.15				
	15CI	0	0.0309	0.0309	0.15	0.15	0.40557467	0.06155273	0.41025178
	C	0	0.15	0.15	0.1496	0.1496	0.66401148	0.1279478	0.67623487
	15CD	0	0.15	0.15	0.15	0.15	0.85262811	0.14591046	0.86502308
	LLD		0.035	0.035	0.15				
	5VD	0.0348	0.05	0.05	0.15	0.1152	0.72081084	0.15376231	0.73703591
	35D	0.041	0.366	0.366	0.15	0.109	0.31802199	0.03608654	0.32008601
	20D	0.041	0.15	0.15	0.15	0.109	0.19659055	-0.00180754	0.19662303
	5D	0.041	0.15	0.15	0.15	0.109	0.32968144	0.05079299	0.33357428
				0.0631					



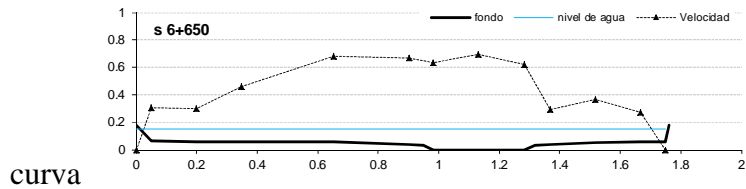
cruce

Sección

Q 96.33 l/s con plantas

6+550	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.071	0	0.1156	0.15	0.079	0.2526055	0.01504122	0.26180942
	20I	0.071	0.15	0.15	0.15	0.079	0.30729656	0.01293322	0.30771318
	35I	0.071	0.15	0.15	0.15	0.079	0.2756092	0.02172843	0.27672522
	5VI	0.0397	0.346	0.346	0.15	0.1103	0.51882536	0.05565986	0.52182299
	LLI		0.05	0.05	0.15				
	15CI	0	0.037	0.037	0.15	0.15	0.44046211	0.07021171	0.44609338
	C	0	0.15	0.15	0.1511	0.1511	0.76654081	0.1065972	0.77391923
	15CD	0	0.15	0.15	0.151	0.151	0.83407462	0.09065056	0.83899013
	LLD		0.039	0.039	0.151				
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.151	0.1166	0.75001253	0.0859592	0.75492264
	35D	0.0363	0.224	0.224	0.151	0.1147	0.21379139	0.00739499	0.2139772
	20D	0.0478	0.15	0.15	0.151	0.1032	0.28859315	0.00185451	0.28861363
	5D	0.0517	0.15	0.15	0.151	0.0993	0.18071797	-0.01112628	0.18114291
				0.0598					

6+650	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0638		0.1168	0.154	0.0902	0.29913147	0.05346576	0.30391516
	20I	0.059	0.15	0.15	0.154	0.095	0.29987899	0.0199397	0.30055679
	35I	0.059	0.15	0.15	0.154	0.095	0.46094702	0.00986335	0.46114684
	65I	0.0571	0.303	0.303	0.154	0.0969	0.68395751	0.00407133	0.68397157
	5VI	0.0379	0.249	0.249	0.154	0.1161	0.66559398	0.03512332	0.66655265
	LLI		0.05	0.05	0.154				
	15CI	0	0.03	0.03	0.154	0.154	0.63222191	-0.0021098	0.63225576
	C	0	0.15	0.15	0.1517	0.1517	0.69474946	0.01651143	0.69496977
	15CD	0	0.15	0.15	0.15	0.15	0.62066648	-0.03857477	0.62186726
	LLD		0.035	0.035	0.15				
	5VD	0.0351	0.05	0.05	0.15	0.1149	0.29138243	0.00696418	0.29160702
	20D	0.0517	0.15	0.15	0.15	0.0983	0.36519206	0.00920645	0.36542521
	5D	0.0557	0.15	0.15	0.15	0.0943	0.27395324	0.00280073	0.27398095
				0.0585					

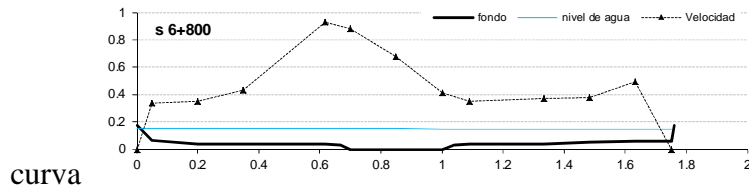


6+750	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0542		0.0952	0.152	0.0978	0.37635793	-0.00850077	0.37658696
	20I	0.047	0.15	0.15	0.152	0.105	0.35659149	0.01798946	0.35718049
	35I	0.047	0.15	0.15	0.152	0.105	0.32998851	0.05812747	0.3351442
	65I	0.0396	0.3	0.3	0.152	0.1124	0.7082151	-0.02080418	0.70854195
	5VI	0.0357	0.121	0.121	0.152	0.1163	0.81210987	-0.02654773	0.81255352
	LLI		0.05	0.05	0.152				
	15CI	0	0.0405	0.0405	0.152	0.152	0.77770864	-0.08510563	0.78238028
	C	0	0.15	0.15	0.1515	0.1515	0.58057002	-0.06852745	0.58463131
	15CD	0	0.15	0.15	0.152	0.152	0.35492364	-0.05079358	0.35854236
	LLD		0.0295	0.0295	0.152				
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.152	0.1174	0.33687066	0.04882558	0.34041638
	20D	0.0499	0.254	0.254	0.152	0.1021	0.29936855	0.01028077	0.29957398
	5D	0.0567	0.15	0.15	0.152	0.0953	0.35461626	-0.03135951	0.35605266
				0.0601					

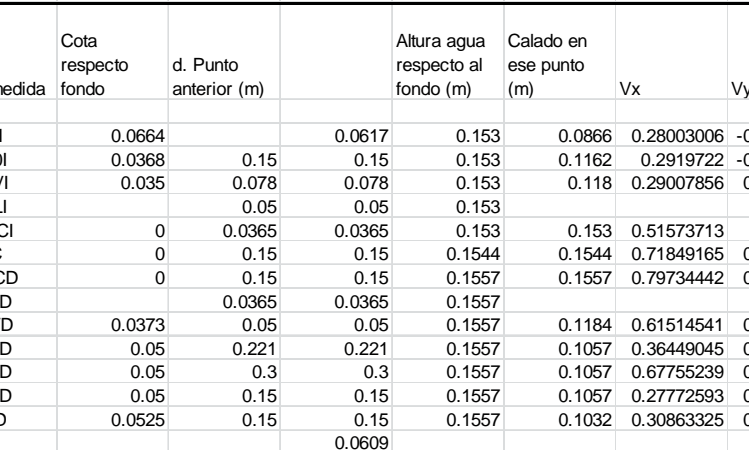
Sección

Q 96.33 l/s con plantas

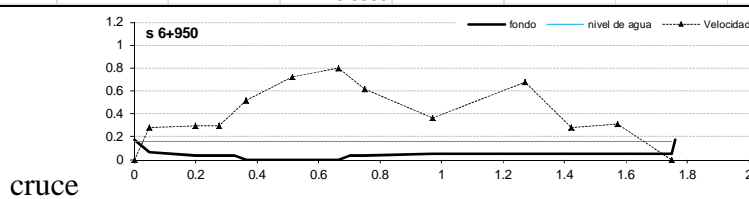
6+800	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0629		0.0716	0.151	0.0881	0.33918759	-0.02030608	0.3398174
	20I	0.0367	0.15	0.15	0.151	0.1143	0.33972362	-0.07154779	0.34814638
	35I	0.0358	0.15	0.15	0.151	0.1152	0.42341872	0.08575629	0.43203731
	5VI	0.0343	0.267	0.267	0.151	0.1167	0.92954057	-0.04585596	0.93067102
	LLI		0.05	0.05	0.151				
	15CI	0	0.033	0.033	0.151	0.151	0.87773468	-0.07578801	0.8810292
	C	0	0.15	0.15	0.1506	0.1506	0.67741646	-0.05157031	0.67941892
	15CD	0	0.15	0.15	0.149	0.149	0.40975966	-0.0244727	0.41049034
	LLD		0.04	0.04	0.149				
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.149	0.1146	0.3495525	-0.05099288	0.35358031
	35D	0.0364	0.244	0.244	0.149	0.1126	0.36781953	0.00864197	0.36792269
	20D	0.053	0.15	0.15	0.149	0.096	0.37619581	0.01259363	0.37642202
	5D	0.0553	0.15	0.15	0.149	0.0937	0.49187873	0.01920302	0.4922926
				0.0563					



6+850	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.065		0.0679	0.1525	0.0875	0.2679133	0.04850104	0.27247453
	20I	0.0366	0.15	0.15	0.1525	0.1159	0.27763561	-0.05072389	0.28394113
	35I	0.0353	0.15	0.15	0.1525	0.1172	0.43169566	0.06562497	0.43667742
	5VI	0.0344	0.106	0.106	0.1525	0.1181	0.68843933	0.09736908	0.69529602
	LLI		0.05	0.05	0.1525				
	15CI	0	0.033	0.033	0.1525	0.1525	0.88666642	-0.00429441	0.88668494
	C	0	0.15	0.15	0.1547	0.1547	0.7593528	0.00149038	0.75940489
	15CD	0	0.15	0.15	0.1517	0.1517	0.45767575	0.04896392	0.46032534
	LLD		0.04	0.04	0.1517				
	5VD	0.04	0.05	0.05	0.1517	0.1117	0.4323476	0.04248007	0.43442984
	65D	0.0506	0.088	0.088	0.1517	0.1011	0.45584984	0.00897087	0.45596452
	35D	0.062	0.3	0.3	0.1517	0.0897	0.50073144	0.10509162	0.51474507
	20D	0.062	0.15	0.15	0.1517	0.0897	0.41746805	-0.05492709	0.42167078
	5D	0.062	0.15	0.15	0.1517	0.0897	0.51296034	0.04981546	0.51541184
				0.0564					



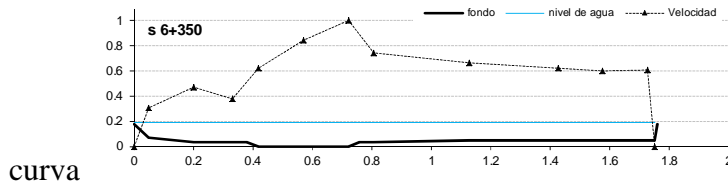
6+950	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0664		0.0617	0.153	0.0866	0.28003006	-0.00040778	0.28107062
	20I	0.0368	0.15	0.15	0.153	0.1162	0.2919722	-0.02454044	0.29305204
	5VI	0.035	0.078	0.078	0.153	0.118	0.29007856	0.05325397	0.29492957
	LLI		0.05	0.05	0.153				
	15CI	0	0.0365	0.0365	0.153	0.153	0.51573713	0.0586069	0.51912563
	C	0	0.15	0.15	0.1544	0.1544	0.71849165	0.05458705	0.7205841
	15CD	0	0.15	0.15	0.1557	0.1557	0.79734442	0.06475326	0.80000867
	LLD		0.0365	0.0365	0.1557				
	5VD	0.0373	0.05	0.05	0.1557	0.1184	0.61514541	0.00540712	0.61526839
	65D	0.05	0.221	0.221	0.1557	0.1057	0.36449045	0.02030985	0.36507133
	35D	0.05	0.3	0.3	0.1557	0.1057	0.67755239	0.04177304	0.67884135
	20D	0.05	0.15	0.15	0.1557	0.1057	0.27772593	0.03827357	0.28037141
	5D	0.0525	0.15	0.15	0.1557	0.1032	0.30863325	0.00143965	0.308664
				0.0609					



Sección

Q 171.26 l/s con plantas

6+350	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.07		0.13	0.191	0.121	0.30523327	0.04289372	0.30823657
	20I	0.0353	0.15	0.15	0.191	0.1557	0.46745119	0.02301318	0.46807801
	5VI	0.0336	0.131	0.131	0.191	0.1574	0.37823351	0.04353377	0.38079967
	LLI	0.0335	0.05	0.05	0.191				
	15CI	0	0.0395	0.0395	0.191	0.191	0.61868538	0.064992	0.62224212
	C	0	0.15	0.15	0.191	0.191	0.83805534	0.08260634	0.84212708
	15CD	0	0.15	0.15	0.1907	0.1907	0.99951324	0.09993363	1.00450609
	LLD	0.0335	0.0365	0.0365	0.1907	0.1572			
	5VD	0.0346	0.05	0.05	0.1907	0.1561	0.74060287	0.06637144	0.74357303
	65D	0.045	0.319	0.319	0.1907	0.1457	0.6612937	0.03951482	0.6624863
	35D	0.048	0.3	0.3	0.1907	0.1427	0.62096859	0.04136978	0.62237193
	20D	0.048	0.15	0.15	0.1907	0.1427	0.59713834	0.08260363	0.60290359
	5D	0.048	0.15	0.15	0.1907	0.1427	0.59657356	0.10674472	0.60606869
				0.061					

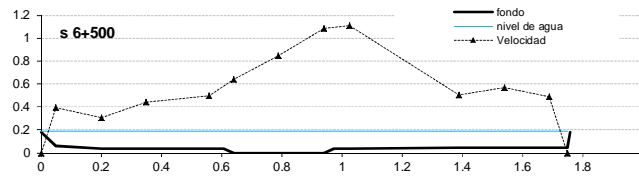


6+450	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0672		0.132	0.1866	0.1194	0.38831197	0.01722192	0.38875491
	20I	0.0357	0.15	0.15	0.1866	0.1509	0.26226444	0.01453078	0.2626928
	5VI	0.035	0.243	0.243	0.1866	0.1516	0.46684516	0.02373542	0.46751972
	LLI		0.05	0.05	0.1866				
	15CI	0	0.0335	0.0335	0.1866	0.1866	0.53170123	0.04984887	0.53418423
	C	0	0.15	0.15	0.1866	0.1866	0.80359931	0.0980013	0.80955408
	15CD	0	0.15	0.15	0.1866	0.1866	1.00209449	0.14856036	1.01304687
	LLD		0.0365	0.0365	0.1866				
	5VD	0.0358	0.05	0.05	0.1866	0.1508	1.05135661	0.11882038	1.05808375
	65D	0.0434	0.201	0.201	0.1866	0.1432	0.81305082	0.0874708	0.81775352
	35D	0.047	0.3	0.3	0.1866	0.1396	0.48088717	0.03890262	0.48245939
	20D	0.047	0.15	0.15	0.1866	0.1396	0.59129454	0.03493154	0.59234095
	5D	0.047	0.15	0.15	0.1866	0.1396	0.54857468	0.01323894	0.54877895
				0.0641					

curva

6+500	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0613		0.138	0.186	0.1247	0.37996383	0.09390799	0.39140681
	20I	0.0356	0.15	0.15	0.186	0.1504	0.3038144	-0.01921897	0.30463193
	35I	0.0347	0.15	0.15	0.186	0.1513	0.43800549	0.01153587	0.43830409
	5VI	0.0333	0.209	0.209	0.186	0.1527	0.49609563	0.04827947	0.49848737
	LLI		0.05	0.05	0.186				
	15CI	0	0.0309	0.0309	0.186	0.186	0.63988379	0.04339559	0.64157975
	C	0	0.15	0.15	0.186	0.186	0.83952449	0.10322342	0.84586636
	15CD	0	0.15	0.15	0.185	0.185	1.07595816	0.14377116	1.08554839
	LLD		0.035	0.035	0.185				
	5VD	0.0348	0.05	0.05	0.185	0.1502	1.10115355	0.14491292	1.11067106
	35D	0.041	0.366	0.366	0.185	0.144	0.50071142	0.03984508	0.5023048
	20D	0.041	0.15	0.15	0.185	0.144	0.56412362	0.01120938	0.5644873
	5D	0.041	0.15	0.15	0.185	0.144	0.48685215	0.0152929	0.48714392
				0.0651					

cruce

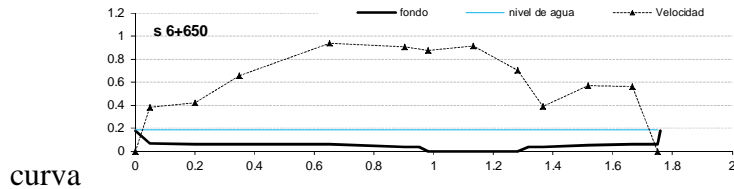


Sección

Q 171.26 l/s con plantas

6+550	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.071	0		0.144	0.183	0.112	0.42147661	0.04443498	0.42391897
	20I	0.071	0.15		0.15	0.183	0.112	0.44886745	0.07449544	0.45505329
	35I	0.071	0.15		0.15	0.183	0.112	0.40456659	0.01178454	0.40486744
	5VI	0.0397	0.346		0.346	0.183	0.1433	0.77519166	0.05631857	0.77728102
	LLI		0.05		0.05	0.183				
	15CI	0	0.037		0.037	0.183	0.183	0.62822404	0.0554577	0.63068003
	C	0	0.15		0.15	0.1794	0.1794	0.96378706	0.11610892	0.97076313
	15CD	0	0.15		0.15	0.185	0.185	1.05489311	0.11717255	1.06138484
	LLD		0.039		0.039	0.185				
	5VD	0.0344	0.05		0.05	0.185	0.1506	0.91117585	0.09227024	0.91587401
	35D	0.0363	0.224		0.224	0.185	0.1487	0.44261135	0.14832162	0.49157141
	20D	0.0478	0.15		0.15	0.185	0.1372	0.56338047	0.02566248	0.56423387
	5D	0.0517	0.15		0.15	0.185	0.1333	0.51834021	0.01186884	0.51854312
					0.0621					

6+650	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0638			0.1371	0.185	0.1212	0.37850371	0.00837644	0.37875894
	20I	0.059	0.15		0.15	0.185	0.126	0.41784512	0.00292687	0.41787915
	35I	0.059	0.15		0.15	0.185	0.126	0.64985823	0.03884226	0.65107184
	65I	0.0571	0.303		0.303	0.185	0.1279	0.93864225	0.04670299	0.94008494
	5VI	0.0379	0.249		0.249	0.185	0.1471	0.90300759	0.04480152	0.90418349
	LLI		0.05		0.05	0.185				
	15CI	0	0.03		0.03	0.185	0.185	0.87244167	-0.01007665	0.87253554
	C	0	0.15		0.15	0.1835	0.1835	0.91153757	0.03903614	0.91241457
	15CD	0	0.15		0.15	0.182	0.182	0.70234105	0.03826589	0.70341517
	LLD		0.035		0.035	0.182				
	5VD	0.0351	0.05		0.05	0.182	0.1469	0.38993105	-0.0063422	0.39006775
	20D	0.0517	0.15		0.15	0.182	0.1303	0.56516949	0.02316371	0.56585875
	5D	0.0557	0.15		0.15	0.182	0.1263	0.55335981	0.07940702	0.55906547
					0.0618					

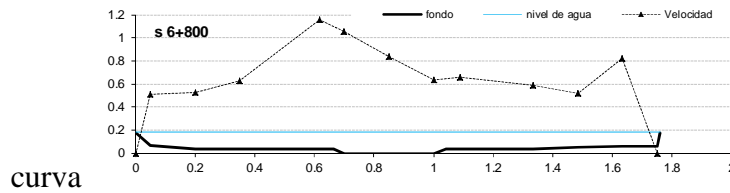


6+750	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)		Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0542			0.1101	0.184	0.1298	0.45709531	-0.01121449	0.45725165
	20I	0.047	0.15		0.15	0.184	0.137	0.51497395	0.00781346	0.51503377
	35I	0.047	0.15		0.15	0.184	0.137	0.66960375	0.02741116	0.67018832
	65I	0.0396	0.3		0.3	0.184	0.1444	1.02251001	-0.01584458	1.02273248
	5VI	0.0357	0.121		0.121	0.184	0.1483	1.0937712	-0.02743283	1.09420929
	LLI		0.05		0.05	0.184				
	15CI	0	0.0405		0.0405	0.184	0.184	0.92565981	-0.06726587	0.92811873
	C	0	0.15		0.15	0.1836	0.1836	0.78408802	-0.04852242	0.78560498
	15CD	0	0.15		0.15	0.184	0.184	0.4703323	-0.01672246	0.47064216
	LLD		0.0295		0.0295	0.184				
	5VD	0.0346	0.05		0.05	0.184	0.1494	0.47553319	-0.01081996	0.47704626
	20D	0.0499	0.254		0.254	0.184	0.1341	0.37273833	-0.00015354	0.37283357
	5D	0.0567	0.15		0.15	0.184	0.1273	0.52402716	-0.0187433	0.52438756
					0.0628					

Sección

Q 171.26 l/s con plantas

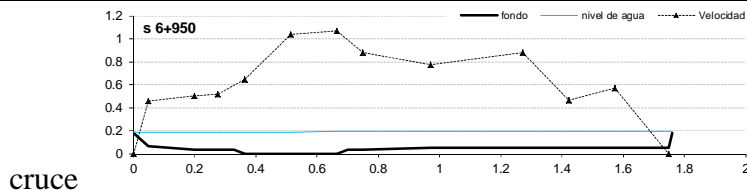
6+800	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0629		0.0803	0.183	0.1201	0.50966588	-0.06433178	0.51384356
	20I	0.0367	0.15	0.15	0.183	0.1463	0.51849887	-0.07045827	0.52340096
	35I	0.0358	0.15	0.15	0.183	0.1472	0.62736091	0.03411839	0.62832106
	5VI	0.0343	0.267	0.267	0.183	0.1487	1.15369657	-0.04237921	1.1544877
	LLI		0.05	0.05	0.183				
	15CI	0	0.033	0.033	0.183	0.183	1.05115129	-0.07857956	1.05409975
	C	0	0.15	0.15	0.1827	0.1827	0.83877065	-0.03925305	0.83976613
	15CD	0	0.15	0.15	0.181	0.181	0.63435113	0.01075358	0.63444292
	LLD		0.04	0.04	0.181				
	5VD	0.0344	0.05	0.05	0.181	0.1466	0.66023157	-0.0032219	0.66027816
	35D	0.0364	0.244	0.244	0.181	0.1446	0.5865091	-0.00446797	0.58660666
	20D	0.053	0.15	0.15	0.181	0.128	0.51665023	0.06521914	0.52101638
	5D	0.0553	0.15	0.15	0.181	0.1257	0.82034902	-0.0088652	0.82040177
				0.0592					



curva

6+850	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.065		0.0568	0.1845	0.1195	0.34381994	-0.02472664	0.34485246
	20I	0.0366	0.15	0.15	0.1845	0.1479	0.39588729	0.008194	0.3964062
	35I	0.0353	0.15	0.15	0.1845	0.1492	0.68762211	0.05360711	0.68973562
	5VI	0.0344	0.106	0.106	0.1845	0.1501	0.95659438	0.05684361	0.95829113
	LLI		0.05	0.05	0.1845				
	15CI	0	0.033	0.033	0.1845	0.1845	1.10318492	-0.00014947	1.10323223
	C	0	0.15	0.15	0.1834	0.1834	0.98100596	-0.00451749	0.98102456
	15CD	0	0.15	0.15	0.1815	0.1815	0.81094689	0.04047534	0.81207101
	LLD		0.04	0.04	0.1815				
	5VD	0.04	0.05	0.05	0.1815	0.1415	0.79811723	-0.00290489	0.7981445
	65D	0.0506	0.088	0.088	0.1815	0.1309	0.77208657	0.08202033	0.77654029
	35D	0.062	0.3	0.3	0.1815	0.1195	0.83377597	0.07193872	0.83690936
	20D	0.062	0.15	0.15	0.1815	0.1195	0.71893556	0.07495921	0.72291878
	5D	0.062	0.15	0.15	0.1815	0.1195	0.58356086	0.09951802	0.59199905
				0.0592					

6+950	Punto medida	Cota respecto fondo	d. Punto anterior (m)	Altura agua respecto al fondo (m)	Calado en ese punto (m)	Vx	Vy	V	
	5I	0.0664		0.0651	0.183	0.1166	0.45377466	-0.01092397	0.45391139
	20I	0.0368	0.15	0.15	0.183	0.1462	0.49788119	-0.015452	0.49813102
	5VI	0.035	0.078	0.078	0.183	0.148	0.51466657	0.02724754	0.51542262
	LLI		0.05	0.05	0.183				
	15CI	0	0.0365	0.0365	0.183	0.183	0.64298482	0.00999823	0.64307936
	C	0	0.15	0.15	0.1815	0.1815	1.03293182	0.06120697	1.03475163
	15CD	0	0.15	0.15	0.1909	0.1909	1.0668771	0.06292164	1.06876493
	LLD		0.0365	0.0365	0.1909				
	5VD	0.0373	0.05	0.05	0.1909	0.1536	0.87702344	0.05376697	0.87877662
	65D	0.05	0.221	0.221	0.1909	0.1409	0.77435382	0.00084717	0.7743548
	35D	0.05	0.3	0.3	0.1909	0.1409	0.87498544	0.04959539	0.87640254
	20D	0.05	0.15	0.15	0.1909	0.1409	0.46038224	0.03400444	0.46167467
	5D	0.0525	0.15	0.15	0.1909	0.1384	0.56651898	-0.01878018	0.56704116
				0.0641					



cruce

ANEJO III: PRODUCCIÓN CIENTÍFICA DE LA TESIS

Artículos y discusiones en revistas internacionales:

1. Martín-Vide J.P., Moreta, P.J.M. y López-Querol, M.S. (2008) "Improved 1-D modelling in compound meandering channels with vegetated floodplains", *Journal of Hydraulic Research (IAHR)*, Volume 46, Issue 2, 265-276.

<http://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/00221686.2008.9521860#.VDZ4OZ1BtD8>

3 citas en Research Gate y 8 citas en Google Académico:

[http://www.researchgate.net/publication/232970387_Improved_1-](http://www.researchgate.net/publication/232970387_Improved_1-D_modelling_in_compound_meandering_channels_with_vegetated_floodplains)

[D_modelling_in_compound_meandering_channels_with_vegetated_floodplains](http://www.researchgate.net/publication/232970387_Improved_1-D_modelling_in_compound_meandering_channels_with_vegetated_floodplains)

http://scholar.google.com/citations?view_op=view_citation&hl=es&user=RJQ2e9oAAAJ&citation_for_view=RJQ2e9oAAAJ:u-x6o8ySG0sC



Journal of Hydraulic Research Vol. 46, No. 2 (2008), pp. 265–276
© 2008 International Association of Hydraulic Engineering and Research

Improved 1-D modelling in compound meandering channels with vegetated floodplains

Modélisation unidimensionnelle améliorée des cours d'eau à méandres avec des plaines d'inondation couvertes de végétation

J.P. MARTÍN-VIDE, IAHR Member, *Technical University of Catalonia, Jordi Girona 1-3, D1. 08034 Barcelona, Spain.*
Tel.: 0034934016476; e-mail: vide@grahi.upc.edu (author for correspondence)

P.J.M. MORETA, *Civil Engineer, IAHR member, San Gerardo, 6, 3-I. 28035 Madrid, Spain.* E-mail: pmarmor@ciccp.es

S. LÓPEZ-QUEROL, *Department of Civil Engineering, University of Castilla – La Mancha, Edificio Politécnico, Avda, Camilo José Cela s/n, 13071 – Ciudad Real, Spain.* E-mail: mariasusana.lopez@uclm.es

ABSTRACT

This paper shows that common open channel flow one-dimensional (1-D) numerical models behave poorly in terms of flow distribution across a section in a naturalized meandering channel with vegetated floodplains. We compared numerical models with new experiments carried out in a physical model on a reach of the Besòs river close to Barcelona that has been restored. The case examined has floodplains with thick vegetation, a low-flow meandering channel and high water depths over the main channel and floodplains. 1-D models overestimate velocities in the main channel but underestimate them on the floodplains. The paper gives a detailed description of an improved 1-D computation method based on the consideration of the total shear stress at the main channel-floodplain interface (the sum of turbulent friction plus lateral momentum transfer) on the one hand, and the influence of upstream velocity distribution with the help of two-dimensional numerical models on the other hand.

RÉSUMÉ

Cet article montre que les modèles numériques unidimensionnels (1-D) en rivière se comportent mal en termes de distribution de l'écoulement à travers une section dans un canal à méandres naturels avec une plaine d'inondation couverte de végétation. Nous avons comparé les modèles numériques à de nouvelles expériences en modèle physique sur un bief du fleuve Besòs près de Barcelone qui a été reconstruit. Le cas examiné a des plaines d'inondation avec une végétation épaisse, un chenal à méandres de débit faible et des profondeurs d'eau importantes dans le lit mineur et les plaines d'inondation. Les modèles 1-D surestiment les vitesses dans le chenal principal mais les sous-estiment sur les plaines inondées. L'article donne une description détaillée d'une méthode améliorée du calcul 1-D basée sur la prise en compte d'un effort de cisaillement à l'interface du chenal principal avec la plaine (la somme du frottement turbulent et des échanges de quantités de mouvement) d'une part, et l'influence de la distribution amont de vitesses avec l'aide des modèles numériques bidimensionnels d'autre part.

Keywords: Compound channel, floodplain, meanders, vegetation, 1D-modelling

1 Introduction

New trends in environmental river engineering and river restoration are demanding that straight concrete channels be transformed into vegetated channels, with sometimes a meandering plan-form. This may raise the flood stages due to a decrease in the hydraulic conveyance of the river. Therefore, the flood stages and the velocities in the main channel and floodplains must be accurately calculated in the design of such compound channels, which are made up of a meandering main channel and two vegetated floodplains.

This kind of computation is customarily done by means of one-dimensional (1-D) numerical models, based on the energy

equation. Computational capacity has increased the use of two-dimensional (2-D) and three-dimensional (3-D) models, which allow a more detailed understanding of river flow. 2-D modelling gives two depth-averaged velocities as well as water levels varied in the horizontal plane. In 3-D models the effect of the vertical velocity and acceleration is taken into account. On the contrary, 1-D models are not able to simulate complicated flow features but they are simple to use and have low computational cost. Wright (2001) presented a complete description and review of 2-D and 3-D models and stated that multi-dimensional models might never replace 1-D modelling, but they should be used as a complement tool for them. Long river reaches with complex topography that are

Revision received April 10, 2007/Open for discussion until October 31, 2008.

2. Moreta, P.J.M. and Martín-Vide J.P. (2009) "Discussion of "Interacting Divided Channel Method for Compound Channel Flow" by Fredrik Huthoff, Pieter C. Roos, Denie CM Augustijn, and Suzanne JMH Hulscher", *Journal of Hydraulic Engineering (ASCE)*, 135 (11), 1019-1020.

[http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000027](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000027)

2 citas en Google Académico:

http://scholar.google.com/citations?view_op=view_citation&hl=es&user=RJQ2e9oAAAJ&citation_for_view=RJQ2e9oAAAJ:9yKSN-GCBOIC

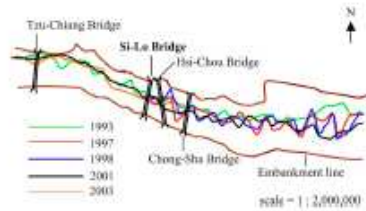


Fig. 1. Shiftings of thalweg near the field site, Si-Lo Bridge (plan view, flow is from right to left)

(Fig. 1), the general scour was collected by using a numbered-brick column. A methodology for simulating the scour-depth evolution under unsteady conditions in a flood was proposed. For five-bed scour, the temporal variation of the general scour depth was estimated by adopting the concept of riverbed inertia (see Eq. 1) and the deposition rate equation (see Eq. 2) for nonequilibrium sediment transport. In addition, the parameters in the proposed total-scour model were calibrated based on the field data collected during Typhoon Mindulle. The model was then verified by the data collected during Typhoon Dujuan (see sections "Temporal Variation of General Scour Depth" and "Simulated Results and Discussion" in the original paper). Therefore, it was probably reasonable to assume that the single-point measurement of the general scour provided a good estimate of the average general scour in this particular field study.

As to the bed form problem, the only field study on the measurements of dune migration in Cho-Shui River was performed by Kuo et al. (1988), mainly during the low flows. Although it is very difficult to measure the bed form movement during the high flows, our field observations of the boil occurrences near the water surface during the rising stage of the Mindulle flood event (2004) at Si-Lo Bridge indicated that the dune bed occurred somewhat temporarily and locally, especially near the river banks. Such formations likely occurred because the flow intensity was very high near the central region of the main channel. In addition, the median size and gradation coefficient of the bed material near Si-Lo Bridge were 2 mm and 8, respectively ($d_{16}=0.28$ mm, $d_{84}=20$ mm, d_s =the size of sediment for which $i\%$ of the sample is finer). High percentage of coarse sediment (gravel, $d_s > 2$ mm) and relatively steep slope gradient may limit the formation and the size of the bed form. Nevertheless, even if the bed forms occur only locally and temporarily, or if there is no net scour within the cross section, as indicated by Professor Kells, a bridge does not stand "on average." Finally, we agree that it is still necessary to collect more detailed scour data for further study.

References

- Kuo, C. H., Tsai, W. K., and Lin, C. M. (1988). "A study on sediment characteristics on Cho-Shui River alluvial channel reach." *Final Rep. 5/5, Disaster Prevention Technology Research Rep. No. 76-49*, National Science Council, Taiwan (in Chinese).

Discussion of "Interacting Divided Channel Method for Compound Channel Flow" by Fredrik Huthoff, Pieter C. Roos, Denie C. M. Augustijn, and Suzanne J. M. H. Hulscher

August 2008, Vol. 134, No. 8, pp. 1158–1165.
DOI: 10.1061/(ASCE)10733-9429(2008)134:8(1158)

P. J. M. Moreta¹ and J. P. Martín-Vide²

¹Civil Engineer, International Association of Hydraulic Research member, San Gerardo, 6, 3-I, 28035 Madrid, Spain. E-mail: pmarmor@ciccp.es

²Professor, Technical Univ. of Catalonia, Jordi Girona 1-3, D1, 08034 Barcelona, Spain. E-mail: vide@grahi.upc.edu

The authors are to be congratulated for their simple and insightful theoretical analysis of the interaction between the main channel and floodplains in compound channels. Their analysis brought forward a physics-based method with only one additional parameter to calibrate. Once again, it was confirmed that theoretical expressions for the interface stress proportional to velocity gradient are valid for compound channels with straight plan-form (Ervin and Baird 1982; Smart 1992; Cristodoulou and Myers 1999) or even with meandering plan-form (Martín-Vide et al. 2008). The clarity of the results with values of coefficients of determination and mean errors are also appreciated. However, the discussers believe that some points of this technical note deserve further attention. In this discussion, we address three particular points: (1) the stated numerical value of the turbulent exchange factor Ψ in the exchange discharge model (EDM, by Bousmar and Zech 1999); (2) the additional dependencies of parameter γ in the interacting divided channel method (IDCM); and (3) an apparent mathematical error in two of the technical note's equations.

The discussers have applied the EDM to the SERC-Flood Channel Facility (FCF) series of data used by the authors, and they have confirmed that the value of the turbulent exchange factor, Ψ , reported by Bousmar and Zech (1999) as 0.16, is adequate for these data. The authors assign this coefficient a value of 0.02, given by Proust et al. (2006). It should be clarified whether the method used by Proust et al. (2006) is the EDM or whether an error in the coefficient reported by Proust et al. (2006) exists. Another possible explanation for these different numerical values could be sensitivity to the channel scale, since very different scales were used by Bousmar and Zech (1999) and Proust et al. (2006).

Departing from the values of the dimensionless interface coefficient, γ , given by the authors, and on the basis of the results obtained by Christodoulou (1992), it is easy to find a relationship between this coefficient and the width ratio, as it can be seen in Fig. 1. It would be interesting if the authors could revise Table 2 of the original paper, using Eq. (1)

$$\gamma = 0.018 \frac{W_p}{W_m} \quad (1)$$

In any case, the discussers agree with the authors that more research focused on finding the dependence of γ on other geometrical parameters (h_{2m}/h_1 , h_1/W_m) and on the relative roughness between floodplains and the main channel is needed.

3. Moreta, P.J.M. y Martín-Vide J.P. (2010) “Apparent friction coefficient in straight compound channels”, *Journal of Hydraulic Research (IAHR)*, Volume 48, Issue 2, 169-177.

<http://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/00221681003704137#.VDZ2m51BtD8>

5 citas en Google Académico:

http://scholar.google.com/citations?view_op=view_citation&hl=es&user=RJQ2e9oAAAJ&citation_for_view=RJQ2e9oAAAJ:d1gkVwhDpl0C



Journal of Hydraulic Research Vol. 48, No. 2 (2010), pp. 169–177
doi:10.1080/00221681003704137

© 2010 International Association for Hydro-Environment Engineering and Research

Research paper

Apparent friction coefficient in straight compound channels

PEDRO J.M. MORETA (IAHR Member), *Hydraulic, Maritime and Environmental Engineering Department, Technical University of Catalonia, Jordi Girona 1-3, D1, 08034, Barcelona, Spain.*
Email: pnarmor@ciccp.es (author for correspondence)

JUAN PEDRO MARTÍN-VIDE (IAHR Member), *Hydraulic, Maritime and Environmental Engineering Department, Technical University of Catalonia, Jordi Girona 1-3, D1, 08034, Barcelona, Spain.*
Email: vide@grahi.upc.edu

ABSTRACT

In compound open channel flow, the strong interaction between the main channel and the shallow floodplains affects considerably the discharge capacity. Since this phenomenon was identified, many authors have estimated experimentally the flow interaction in terms of an apparent shear stress acting at the vertical interface between the main channel and the floodplains. Empirical formulae have been developed to quantify this apparent shear stress, yet without general applicability. Herein, a dimensionally sound expression, depending on the square of the velocity gradient between the main channel and the floodplains, and on the so called “apparent friction coefficient”, is proposed. Its variation with the geometrical and roughness ratios is analysed herein. A generalized formulation to predict the apparent shear stress is presented and validated for a wide range of laboratory data. These include small-scale flumes and the large-scale flood channel facility, with both smooth and rough floodplains.

Keywords: Apparent friction coefficient, apparent shear stress, compound channel, momentum transfer, overbank flow

1. Introduction

If river flow goes overbank invading the adjacent floodplains, the streamwise inbank flow in the main channel becomes three-dimensional (3D). Sellin (1964) showed photographic evidence in the laboratory, identifying horizontal vortices generated between the main channel and floodplains. Zheleznyakov (1971) presented the phenomenon at the main channel–floodplain interaction region as a “kinematic effect”. Both authors indicated that the lateral momentum transfer between the faster main channel and the slower floodplain flows increases total flow resistance, by accelerating the floodplain and retarding the main channel flows. A mixing shear layer is developed at the interaction region and apparent shear stresses appear (Wright and Carskens 1970). Myers (1978) quantified the apparent shear stress acting at the vertical line between main channel and floodplain as orders of magnitude larger than the shear stress at the channel periphery.

Traditional methods for predicting stage–discharge relationships in compound channels do not take into account the interaction between fluid flow at the vertical division between the main channel and floodplains (Fig. 1).

In the 1980s, researchers focused on estimating flow resistance due to momentum transfer between the main channel and the floodplains via a correct formulation of the apparent (subscript *a*) shear stress τ_a . All those studies were carried out in small-scale laboratory flumes. Following this line of research Wormleaton *et al.* (1982), Knight and Hamed (1984), Prinos and Townsend (1984) or Nalluri and Judy (1985) proposed various empirical formulae for τ_a . Wormleaton *et al.* (1982) established a strong correlation between τ_a and the lateral velocity gradient ΔU , whereas Ervine and Baird (1982) developed a theoretical formula involving Prandtl’s mixing length theory as

$$\tau_a = K(\Delta U)^2 \quad (1)$$

The flood channel facility (FCF) is a large-scale channel of HR Wallingford, in which a huge amount of data was collected during the various phases of study. Using the FCF series A data, Wormleaton and Merret (1990) proposed still another empirical formula to estimate the apparent shear stress in straight compound channels. Since then, other theoretical formulae, similar to that of Ervine and Baird (1982), have been developed.

Revision received 10 November 2009/Open for discussion until 31 October 2010.

ISSN 0022-1686 print/ISSN 1814-2079 online
<http://www.informaworld.com>

Artículos de ponencias en congresos internacionales:

1. Martín-Vide J.P., López-Querol, M.S. y Moreta, P.J.M. "Improving 1-D modelling in compound meandering channels with vegetated floodplains", *River Flow 2004 (IAHR), Naples*, 415-422.

<http://www.riverflow2004.unina.it/>

<http://www.crcnetbase.com/isbn/978-90-5809-658-6>

1 cita en Google Académico:

http://scholar.google.com/citations?view_op=view_citation&hl=es&user=RJQ2e9oAAAJ&citation_for_view=RJQ2e9oAAAJ:Tyk-4Ss8FVUC

http://www.researchgate.net/publication/259467058_Improving_1-D_modelling_of_open_channel_flow_in_compound_channels

Improving 1-D modelling of open channel flow in compound channels

Martín-Vide, J.P.

Technical University of Catalunya. Jordi Girona 1-3, D1. 08034 Barcelona. Spain

López-Querol, S.

University of Castilla-la Mancha. Av. C.J.Cela, s/n. 13071 Ciudad Real. Spain

Martín-Moreta, P.

Civil Engineer, IAHR member. San Gerardo, 6, 3-I. 28035 Madrid. Spain

ABSTRACT: The paper is intended to discuss how well or badly the common 1-D numerical models of open channel flow are behaving in terms of flow distribution across any section in a compound channel. Comparison is made with new experiments in a physical model of a reach of the Besòs river Restoration Project close to Barcelona. The case in focus involves thick vegetated floodplains (wetlands in prototype), a low-flow meandering channel and high water depths over the main channel and floodplains. 1-D models fail to predict the velocities in the main channel (which are exaggerated) and floodplains (which are underestimated). The paper describes an improvement of the 1-D computation based on the consideration of the shear stress at the main channel-floodplain interface on the one hand, and the influence of upstream velocity distribution with the help of 2-D numerical models on the other hand.

1 INTRODUCTION

Water-profile computation in open channel flow is customarily done by means of 1-D numerical models based on the energy equation. In the case of compound channels (those made of a main channel and a pair of floodplains) a great effort has been made in the last decades to take into account the complex mechanisms in the main channel-floodplain interfaces. Bousmar & Zech (1999) presented a summary of the single channel method, the divided channel method corrected empirically by Ackers (1992), and the lateral distribution method. They also proposed an exchange discharge model aimed at improving the 1-D practical computation, consisting of a term standing for the turbulent momentum flux through the interfaces plus a term for the change of geometry in floodplains, either increasing or decreasing in width.

Similarly, the research in this paper aims to discuss some very simple refinements in the 1-D models that can cope with such complexities in a straightforward way. The research focuses on the prediction of the flow distribution across the channel. While the free surface profile seems to be more easily simulated by 1-D numerical models, the same does not hold for the velocities unless the appropriate term at the interface is used. The correction preferred here is the use of lateral momentum transfer as well as a force on the interfaces, as was done before by Wormleaton & Merrett (1990). Moreover, attention is paid to the results given by widely used

2-D models which give some hints on how to improve 1-D numerical modelling. The numerical models are compared with new experiments, which involve two rough vegetated floodplains.

2 EXPERIMENTS

Several physical models were built in the context of a restoration program for the River Besòs in the urban area of Barcelona (Martín-Vide, 2001). The model of a river consisting of a low-flow meandering channel and two floodplains was used in the experiments. Figure 1a is a photograph of the model.



Figure 1a. River Besòs model. See the meandering low flow channel and the plastic strips on the floodplains. In the tests, the simulated vegetation completely covered the floodplains.

2. Moreta, P.J.M. y Martín-Vide J.P. (2008) "Formulae for apparent shear stress in straight compound channels with smooth floodplains", *River Flow 2008 Int. Conf. (IAHR)*, Turkey, September, 465-476.

<http://www.emwis.net/thematicdirs/events/2008/09/sev895126>
<http://www.iahr.org/site/cms/contentviewarticle.asp?article=651>

3 citas en Google Académico:

http://scholar.google.com/citations?view_op=view_citation&hl=es&user=RJQ2e9oAAAJ&citation_for_view=RJQ2e9oAAAJ:2osOgNQ5qMEC

Formulae for apparent shear stress in straight compound channels with smooth floodplains

J.P. Martín-Vide

Technical University of Catalunya. Jordi Girona 1-3, D1. 08034 Barcelona. Spain

P.J.M. Moreta

Civil Engineer, IAHR member. San Gerardo, 6, 3-I. 28035 Madrid. Spain

ABSTRACT

Overbank flow in open channels with compound sections is characterized by the momentum transfer between the faster main channel and the slower floodplains. This momentum transfer affects considerably the conveyance capacity of flow, reducing the discharge in the main channel but increasing velocities in the floodplains. Traditional methods for computing conveyance capacity have been shown to be invalid in this two-stage flow. Many authors have estimated the momentum transfer in terms of an apparent shear stress at the vertical interface. Diverse formulations have been developed in order to quantify this flow resistance. In this paper it is demonstrated that most of these formulae are only valid for the experimental data they were fitted to. A new physically based expression is suggested for estimating the apparent shear stress between main channel and symmetric floodplains with smooth boundaries. Various experimental data sets, including small-scale flumes and the large-scale Flood Channel Facility (FCF), have been analyzed. It is shown that the proposed formulation gives good agreement for all the range of data.

Keywords: Compound channel, overbank flow, momentum transfer, apparent shear stress, apparent friction coefficient.

1 INTRODUCTION

Overbank flow in channels with floodplains changes the streamwise inbank flow in the main channel into a complex three-dimensional flow, Fig. 1. Sellin (1964) identified the horizontal vortices which appear between the main channel and the floodplains. At the same time Zheleznyakov (1971) defined the phenomenon at the main channel-floodplain interaction region as a "kinematic effect". These authors showed that lateral momentum transfer between the faster flow in the main channel and the slower flow in the floodplains, increases the total flow resistance, by accelerating the floodplain flow and retarding the main channel flow. In the interaction region a mixing shear layer is developed and apparent shear stresses (Wright and Carstens, 1971) appear in the interface between flows. Myers (1978) quantified the magnitude of the apparent shear stress (τ_a) at the vertical imaginary separation between main channel

and floodplain, showing that it was many times higher than the shear stress on the solid boundary.

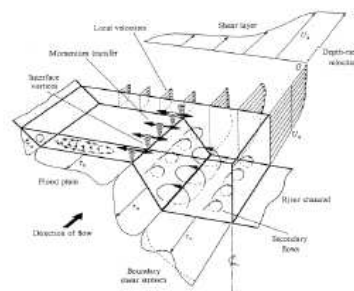


Figure 1. Flow structures generated due to the main channel-floodplain interaction on a straight compound section (Knight and Shiono, 1996)

Artículos en revisión en revistas internacionales:

1. Moreta, P.J.M. y Martín-Vide J.P. “Discharge and force distribution in the overbank flow of a sinuous river with densely vegetated floodplains”. Enviado al *Journal of Hydraulic Engineering* (ASCE) en 2014.