



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



E.T.S. DE ENXEÑEIROUS DE CAMIÑOS CANAIS E PORTOS

PROYECTO TÉCNICO

Cálculo hidrológico de procesos de lluvia-escorrentía mediante un modelo de aguas someras 2D



TUTOR: **Luis Cea Gómez**

AUTORA: **Marta Garrido Armas**

JULIO 2008

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar en estas líneas mi agradecimiento a las personas que con su apoyo, cariño y enseñanzas, han hecho posible la realización de este proyecto.

En primer lugar agradecerle a mi tutor Luis Cea su disponibilidad absoluta e incondicional, su apoyo y ayuda, sus consejos, su cercanía, todo lo aprendido y los buenos momentos compartidos. Con todo ello ha conseguido no sólo ganarse toda mi admiración y respeto como profesional, si no también como persona, como tutor y como compañero. Gracias Luis por tu paciencia, por tu saber hacer, y por lo motivante que es trabajar contigo.

No quiero dejar de nombrar a las personas que de una manera u otra han aportado luz o nuevas ideas en el camino. A Jose Anta y a Acacia, grandes consejeros que, entre otras cosas, me animaron a solicitar la beca de la que es fruto tanto este proyecto como todas las satisfacciones que me ha proporcionado. Y a Luis Pena y Jerónimo Puertas por su amabilidad, sus aportaciones, sus consejos y por el trabajo compartido.

Me gustaría también expresar aquí mi agradecimiento a mis compañeros de laboratorio por los buenos momentos y las inyecciones de ánimo. A Sabela y los dos Ramones. Y a Noela y a Eva por su “terapia relajante”. A Ine, no sólo por su ayuda con las macros y otros temas informáticos, si no por su imprescindible apoyo, compañía y cariño durante este y los últimos siete años. También a toda la gente con la que he compartido trabajo y buenos ratos en el CITEEC a Dani, Isma, Bea, Gonzalo, Miguel, Esteban y Jose, por tener siempre un gesto amable y por poner a mi disposición su ayuda para todo lo que he necesitado.

Quiero mostrar también mi agradecimiento a la gente del CartoLab. A Nacho por su ayuda con el gvSIG y a Andrés por alguna que otra llamada aclaratoria. También a Lalo por estar siempre disponible a mis dudas, por sus “sugerencias” de presentación y su inestimable amistad. En general a todos, por conseguir que más de una comida (y también alguna cena...) se conviertan en el momento perfecto de desconexión.

A mis compañeras de piso Amaya, Ana, Inma y Ruth por haberse convertido en “mi pequeña familia” y conseguir siempre que la llegada a casa se convierta en el mejor momento del día. Gracias por convertir en imposible el irse a dormir sin una sonrisa.

Quiero darles las gracias sobretodo a mi familia y amigos. Sin ellos nada de lo que soy, nada de lo que he vivido, habría sido posible. A mi hermano Javi por tener el don de saber transformar un mal momento en un motivo de risa. A mis padres, mi hermano Fer y a José por ser, aun en la distancia, uno de los pilares fundamentales de mi vida, mi apoyo y mi principal fuente de cariño.

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	6
2	ESTADO DE CONOCIMIENTO	8
2.1	Formulaciones algebraicas para el cálculo de caudales de avenida.....	8
2.1.1	Caudal en función del área de la cuenca.....	8
2.1.2	Caudal en función del área de la cuenca y de las características climáticas.....	9
2.1.3	Caudal en función del área de la cuenca y de la precipitación.....	11
2.2	Ánisis local/regional de la frecuencia: Método Regional del Índice de Avenida.....	14
2.3	Modelos de transformación lluvia-escorrentía.....	16
3	APLICACIONES HIDROLÓGICAS CON MODELOS DE AGUAS SOMERAS 2D	22
3.1	Turbillon.....	24
3.2	Coup2D	27
3.3	LISFLOOD-FP	28
3.4	CCHE-Flood.....	28
4	METODOLOGÍA EXPERIMENTAL	29
4.1	Montaje experimental.....	29
4.1.1	Cuenca bidimensional.....	29
4.1.2	Simulador de lluvia	31
4.2	Ensayos realizados.....	32
4.2.1	Estudios previos.....	32
4.2.2	Ensayos realizados.....	43
5	VALIDACIÓN EXPERIMENTAL DEL MODELO DE AGUAS SOMERAS APLICADO A PROCESOS DE LLUVIA-ESCORRENTÍA	45
5.1	Validación unidimensional: canal rectilíneo con tres pendientes.....	45
5.2	Validación bidimensional: geometría 2D.....	48
5.2.1	Geometría 1.....	48
5.2.2	Geometría 2.....	51
6	APLICACIÓN A LA CUENCA PILOTO DEL RÍO MAIOR (ESTEIRO)	54
6.1	Descripción de la cuenca.....	56
6.2	Aplicación del modelo numérico a la cuenca.....	57
7	CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE DESARROLLO	67
8	REFERENCIAS	70

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La modelización de procesos hidrodinámicos tales como el flujo en ríos, canales y estuarios, o la evaluación de zonas inundables, se realiza cada vez con más frecuencia con modelos numéricos basados en las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad (2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de St.Venant bidimensionales). Estas ecuaciones se obtienen a partir de las ecuaciones tridimensionales de Navier-Stokes asumiendo una distribución de presión hidrostática y una distribución uniforme de la velocidad en la profundidad. Estas aproximaciones se cumplen de forma aceptable en flujos fuertemente bidimensionales, donde la dimensión espacial horizontal es muy superior a la vertical (calado), como suele ocurrir en ríos y estuarios. En estos casos el flujo queda definido de forma adecuada en cada punto por las dos componentes de la velocidad horizontal y el calado, siendo la componente vertical de la velocidad despreciable. Actualmente la principal aplicación de los modelos de aguas someras bidimensionales es la hidráulica fluvial y el cálculo de las corrientes de marea en zonas costeras.

Los modelos de aguas someras bidimensionales necesitan como datos principales de entrada la topografía de la zona de estudio, la rugosidad del terreno, y el caudal que atraviesa el cauce de estudio. El caudal de cálculo se obtiene generalmente a partir de formulaciones empíricas sencillas que lo relacionan con la precipitación y la forma de la cuenca, o mediante modelos hidrológicos de transformación lluvia-escorrentía que asumen un gran número de simplificaciones. De esta forma se obtiene primero el caudal o el hidrograma de cálculo mediante un modelo hidrológico, imponiéndolo posteriormente como condición de contorno en una sección concreta del modelo hidráulico de aguas someras. Este tipo de procedimiento tiene el inconveniente de tener que trabajar tanto con un modelo hidrológico como con un modelo hidráulico. Además, en una cuenca real la aportación de escorrentía al caudal del cauce principal se produce de forma distribuida a lo largo de todo el cauce, y no únicamente en una o dos secciones del río.

En los últimos años se han producido avances significativos en los modelos numéricos de aguas someras. Los nuevos esquemas numéricos desarrollados permiten modelar el flujo sobre topografías complejas, incluso para calados muy pequeños y con presencia de zonas secas. Estos avances, junto con la mejora de rendimiento en las herramientas de cálculo, plantea la posibilidad de que todo el proceso de escorrentía pueda ser simulado directamente por un modelo bidimensional de aguas someras. De

hecho, la escorrentía superficial no deja de ser un flujo de agua cuya dimensión horizontal es muy superior al calado.

El objetivo de este proyecto es comenzar una línea de estudio consistente en la aplicación hidrológica de un modelo de aguas someras al cálculo de procesos de transformación lluvia-escorrentía. Dicha aplicación permitiría calcular de forma integrada la escorrentía superficial en toda la cuenca de estudio, así como el campo de velocidades y calados en los cauces principales de la cuenca, permitiendo la definición de zonas con un mayor riesgo de inundación de forma precisa y relativamente sencilla. Para el desarrollo de dicha aplicación es necesario realizar un trabajo de validación y calibración del modelo numérico tanto en geometrías sencillas, utilizando datos experimentales obtenidos en laboratorio, como en cuencas pequeñas. La aplicación a cuencas rurales está limitada a tormentas intensas en las que la interacción entre el flujo subterráneo y la escorrentía superficial es despreciable.

En este informe se presentan los resultados experimentales de transformación lluvia-escorrentía obtenidos en una geometría bidimensional en laboratorio, la validación numérica del modelo de aguas someras a partir de dichos datos experimentales, y los resultados numéricos obtenidos en una cuenca rural de aproximadamente 5Km². Así mismo se pretende identificar los parámetros más relevantes que influyen en el cálculo de este tipo de procesos (fricción de fondo, infiltración,...). En este momento se están obteniendo y procesando datos de campo con el fin de validar los resultados numéricos en la cuenca rural.

2 ESTADO DE CONOCIMIENTO

En este apartado se hace una revisión de los métodos utilizados habitualmente en la estimación de precipitaciones y caudales en procesos de lluvia-escorrentía. Estos métodos abarcan fórmulas empíricas sencillas, métodos estadísticos y modelos numéricos de mayor complejidad.

2.1 Formulaciones algebraicas para el cálculo de caudales de avenida.

Una forma sencilla y rápida de obtener una primera aproximación del caudal de avenida es la aplicación de formulaciones algebraicas (Nanía y Gómez-Valentín, 2004). Son fórmulas sencillas que estiman el caudal de avenida Q_T asociado un periodo de retorno T determinado. En las más simples el caudal sólo es función del área de la cuenca, mientras que en otras se consideran además la intensidad de precipitación asociada al periodo de retorno considerado o las características climáticas de la región de estudio. Se basan en datos empíricos y sólo son válidas para obtener un valor de referencia u orden de magnitud inicial del caudal de avenida.

2.1.1 Caudal en función del área de la cuenca.

Estas fórmulas son las más simples. En ellas se calcula el caudal Q_T (m^3/s) en función del área de la cuenca A_c (km^2) para un periodo de retorno T (años) determinado. Destacan entre ellas por ser las más conocidas y utilizadas las formulaciones de Zapata, Quijano, Gete-Oncins, Fuller, Santi y del CEDEX (

Tabla 1).

	T=100	T=500	T=1000
SANTI	$Q_{100} = 35 \cdot A_c^{0.5}$	$Q_{500} = 50 \cdot A_c^{0.5}$	
ZAPATA	$Q_{100} = 21A_c^{0.6}$	-	$Q_{100} = 28A_c^{0.6}$
QUIJANO	$Q_{100} = 17A_c^{0.666}$	-	
GETE-ONCINS	$Q_T = (4 + 16 \log_{10} T) \cdot A_c^{0.5}$		
FULLER	$Q_T = \bar{Q} \cdot (1 + 0.8 \log_{10} T)$		
CEDEX(1979)	$Q_T = Q_{ESP} \cdot A_c$		

Tabla 1. Fórmulas empíricas para el cálculo de caudales de avenida $Q(m^3/s)$ en función del área de la cuenca A_c (km^2) y del periodo de retorno T (años).

En la

Tabla 1 Q_T (m^3/s) es el caudal de avenida para una periodo de retorno T (años), \bar{Q} (m^3/s) es la media de los caudales diarios de cada año, Q_{ESP} es el caudal específico en función del área de la cuenca ($m^3/s \cdot km^2$) y está tabulado (Figura 2.1) para valores de área de cuenca comprendidos entre 1 y 20.000 km^2 y valores de periodo de retorno T de entre 5 y 500 años.

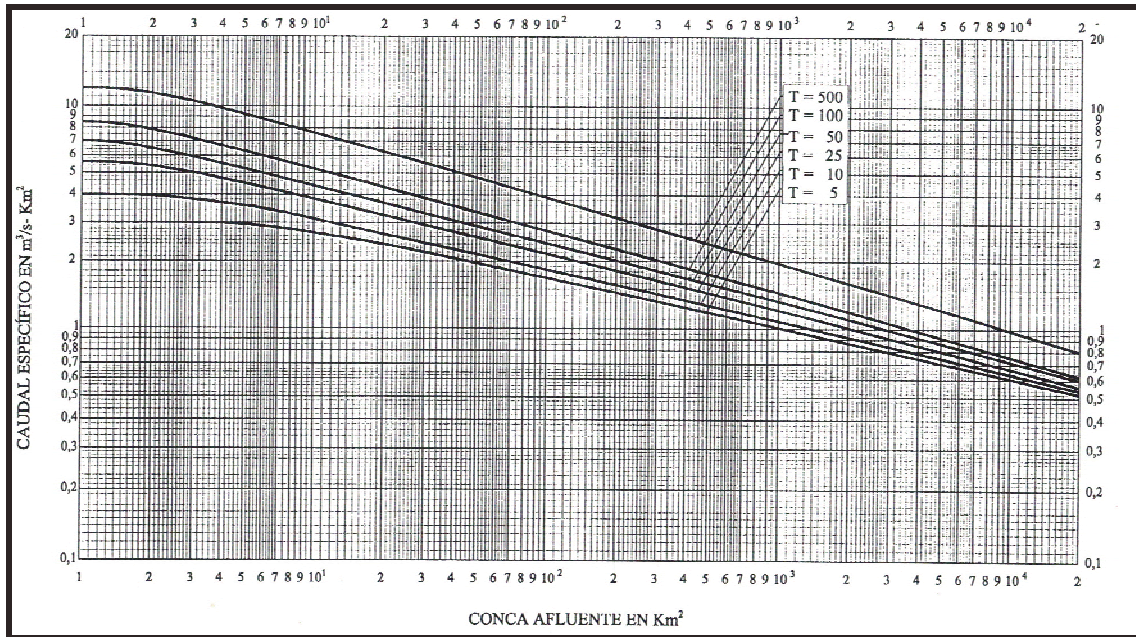


Figura 1. Ábaco del CEDEX para la estimación del caudal específico Q_{ES} en función del área de la cuenca.

2.1.2 Caudal en función del área de la cuenca y de las características climáticas.

Francou y Rodier (1967) de los Servicios Hidrológicos de la Electricité de Francia, examinaron alrededor de 1200 registros de caudales máximos de un gran número de regiones del mundo. En su estudio notaron que, cuando estos valores se representan gráficamente respecto a las áreas de las cuencas en escala logarítmica, la envolvente de las curvas para regiones homogéneas podrían ser aproximadas mediante líneas rectas que convergen hacia un único punto de coordenadas $A_o=10^8 km^2$ y $Q_o=10^6 m^3/s$. Esta familia de curvas se describe mediante la siguiente fórmula:

$$\frac{Q}{Q_o} = \left(\frac{A_c}{A_o} \right)^{1-0.1k}$$

en donde A_o es la superficie total de la Tierra que experimenta precipitación, incluyendo los lagos y excluyendo las zonas desérticas y heladas ($A_o=10^8 \text{ km}^2$), Q es la envolvente mundial de los caudales máximos instantáneos (m^3/s), Q_o es la aportación anual de los ríos que drenan la superficie A_o ($10^6 \text{ m}^3/\text{s}$), K es un coeficiente que varía en el mundo entre 1 y 6, en función de las características climáticas de la región considerada y Ac es el área de la cuenca de estudio en km^2 .

Los valores de K utilizados habitualmente se presentan en la Tabla 2.

6,0	Áreas de tifones del Pacífico (Korea, Japón, Filipinas, Taiwan y el surde Texas).
5,6 a 5,5	India, Australia, América Central y México.
5,5 a 5,4	Nueva Zelanda, Vietnam y cuencas mediterráneas.
5,2 a 5,0	China, India y Madagascar.
5,0 a 4,8	Norte de África y los Andes.
4,8 a 4,5	Brasil y Uruguay.
3,5 a 2,0	Europa, con los valores más altos asociados a las zonas alpinas.
3,0 a 1,0	África Tropical.

Tabla 2. Diagramas de Francou-Rodier: valores de k .

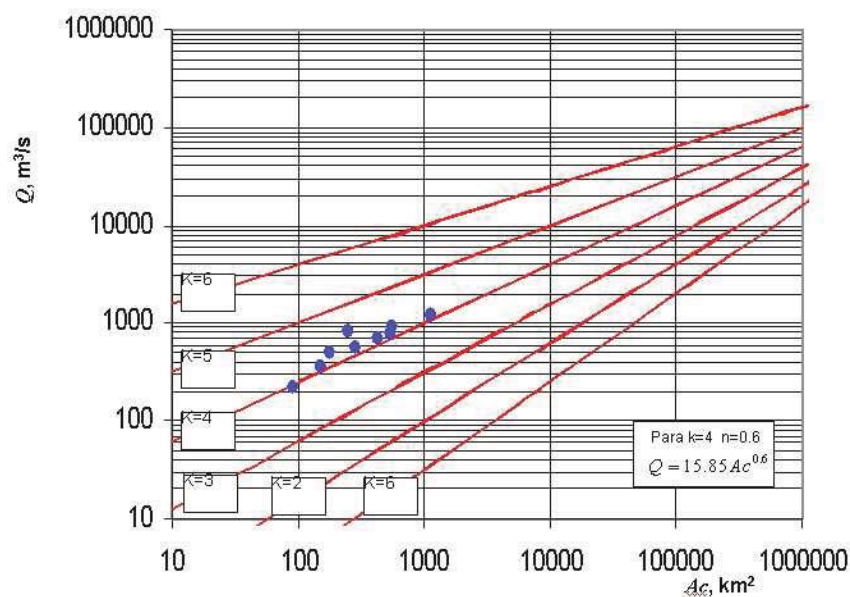


Figura 2. Diagramas de Francou -Rodier.

2.1.3 Caudal en función del área de la cuenca y de la precipitación.

Más complejas que las anteriores estas formulaciones siguen utilizándose con frecuencia en cálculos que no requieran mucha precisión.

2.1.3.1 Fórmula de Témez.

La fórmula de Témez estima el caudal de avenida para un período de retorno en función del área de la cuenca y de la precipitación máxima diaria de la zona de estudio.

$$Q_T = 0.03 \cdot P_t \cdot Ac^{0.75} \cdot \log_{10} T$$

en donde Q_T es el caudal punta de avenida en m^3/s , P_t (mm) es la precipitación máxima diaria asociada a un periodo de retorno T y Ac es el área de la cuenca en km^2 .

2.1.3.2 Método Racional.

Este método hidrometeorológico fue diseñado para calcular el caudal máximo de avenida en cuencas pequeñas (tiempo de concentración bajo) y para una duración de la precipitación mayor que el tiempo de concentración de la cuenca. Admite que la única componente de la precipitación que interviene en la generación de caudales máximos es la escorrentía superficial. En cuencas grandes pierde precisión.

El Método Racional calcula el caudal punta en función de la intensidad de precipitación, del área de la cuenca y el coeficiente de escorrentía de la misma.

$$Q_T = \frac{CIA_c}{3.6}$$

donde Ac es el área de la cuenca (km^2), Q_T es el caudal punta (m^3/s), I_T la intensidad media máxima (mm/h) para el periodo de retorno T asociada al tiempo de concentración de la cuenca y C es el coeficiente de escorrentía medio. La intensidad media máxima I_T se puede calcular a partir de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) tal y como se detalla en el apartado 2.3. El coeficiente de escorrentía C se puede calcular a partir de la o según la fórmula:

$$C = \frac{[(Pd/Po) - 1] \cdot [(Pd/Po) + 23]}{[(Pd/Po) + 11]^2}$$

en donde Pd es la precipitación diaria en mm correspondiente al periodo de retorno de cálculo y Po es el umbral de escorrentía (Tabla 4), que se define como la cantidad de agua (en mm) que puede absorber el suelo antes de que se produzca la escorrentía directa.

Tipo de superficie	Coefficiente de escorrentia
Pavimentos de hormigón y bituminosos	0,70 a 0,95
Pavimentos de macadam	0,25 a 0,60
Adoquinados	0,50 a 0,70
Superficie de grava	0,15 a 0,30
Zonas arboladas y bosque	0,10 a 0,20
Zonas con vegetación densa:	
Terrenos granulares	0,05 a 0,35
Terrenos arcillosos	0,15 a 0,50
Zonas con vegetación media:	
Terrenos granulares	0,10 a 0,50
Terrenos arcillosos	0,30 a 0,75
Tierra sin vegetación	0,20 a 0,80
Zonas cultivadas	0,20 a 0,40

Tabla 3. Coeficiente de escorrentía en función del tipo de superficie (Instrucción 5.1-IC de Drenaje de Carreteras).

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Barbecho	>3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	<3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	>3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	<3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	>3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	<3	R/N	34	21	14	12
Rotación de cultivos pobres	>3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	<3	R/N	30	19	13	8
Rotación de cultivos densos	>3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	<3	R/N	47	25	16	13
Praderas	>3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	*	33	18	13
		Muy buena	*	41	22	15
	<3	Pobre	58	25	12	7
		Media	*	35	17	10
		Buena	*	*	22	14
		Muy buena	*	*	25	16
Plantaciones regulares aprovechamiento forestal	>3	Pobre	62	26	15	10
		Media	*	34	19	14
		Buena	*	42	22	15
	<3	Pobre	*	34	19	14
		Media	*	42	22	15
		Buena	*	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc.)		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	*	34	22	16
		Espesa	*	47	31	23
		Muy espesa	*	65	43	33

Tabla 4. Umbral de escorrentía Po en mm (Instrucción 5.1-IC de Drenaje de Carreteras).

2.2 Análisis local/regional de la frecuencia: Método Regional del Índice de Avenida.

El Método Regional del Índice de Avenida se basa en un modelo estadístico que asume que los máximos anuales de una región siguen la misma distribución estadística, excepto por un factor de escala local distinto para cada zona específica. Por lo tanto se trata de una metodología que permite definir, a partir de datos experimentales de una región, las funciones de distribución de los máximos anuales en esa zona. Los parámetros que definen la distribución estadística de los máximos en la región considerada estarán definidos a nivel regional, excepto el parámetro de escala que lo estará a nivel local. Una vez seleccionada la región de estudio el método consta de tres fases:

- En primer lugar es necesario estudiar la homogeneidad de los datos de la región, condición indispensable para poder asumir la misma distribución estadística para toda la región considerada.
- La segunda fase consiste en obtener una curva regional de frecuencia adimensional de los máximos anuales (ya sean avenidas o precipitaciones máximas). Para esto es necesario la adopción de una función de distribución de probabilidad determinada. En esta clase de fenómenos el tipo de funciones de distribución que mejor se suelen adaptar son GEV (Generalized Extreme Value Distribution o Distribución de Máximos Generalizada) o Gumbel, Weibull, Frechet que son casos particulares de la GEV. Una vez escogida el tipo de función de distribución se estiman los parámetros de la misma mediante alguno de los métodos estadísticos destinados a tal efecto (mínimos cuadrados, momentos, máxima verosimilitud, L-momentos...)
- Finalmente, en el caso de caudales de avenida, la tercera etapa está ligada con la obtención de la relación entre la avenida y las características climáticas o físicas de la cuenca, es decir la obtención del índice de avenida que define las diferencias entre una zona y otra de la región. Con esta aproximación y con la curva regional de frecuencia obtenida en el paso anterior, se puede estimar la avenida asociada a un determinado periodo de retorno.

Este método, comúnmente utilizado con datos foronómicos, ha sido aplicado en numerosos trabajos para elaborar modelos regionales, tanto de caudales máximos de avenida como de precipitaciones máximas, en diversas regiones del mundo.

Un ejemplo de la aplicación de análisis regional de frecuencia de avenidas es el realizado por Álvarez et al. (2001) en una región de las Rías Baixas (Galicia). Aplicaron el método del Índice de Avenida aproximando la función de distribución mediante la Ley General de Valores Extremos (GEV), ajustando sus parámetros por el método de los momentos ponderados probabilísticamente a escala regional descrito en detalle por Hosking et al. (1985). El modelo desarrollado permite estimar los cuantiles Q_T correspondientes a los diferentes periodos de retorno en cada una de las nueve estaciones que componen la región de las Rías Baixas, así como en cuencas de la misma en donde no se disponga de información hidrométrica. Los cuantiles Q_T se obtienen a partir de la siguiente fórmula:

$$Q_T = X_T \cdot \bar{Q}$$

donde, Q_T es el caudal de avenida (m^3/s) para un periodo de retorno T (años), X_T es el índice de avenida de la curva regional de frecuencia y \bar{Q} es el valor medio de las series máximas anuales (m^3/s) en la cuenca considerada (parámetro local).

El valor medio de las series máximas anuales se puede obtener directamente de los datos registrados en las estaciones de aforo. En caso de no disponer de estaciones hidrométricas, se recomienda determinarlo según la fórmula $\bar{Q} = 1.2307 \cdot Ac^{0.817}$ obtenida a partir de los datos de las estaciones de la región de estudio mediante una regresión potencial.

El índice de avenida X_T se obtiene de la curva regional de frecuencia definida en la Tabla 5.

Núm. est.	Núm. años/est.	Parámetros MMP			Parámetros GEV			Valores estimados del índice de avenida X_T						
		\bar{m}_{100}	\bar{m}_{110}	\bar{m}_{120}	u	α	k	X_{100}	X_{50}	X_{20}	X_{10}	X_4	$X_{2.33}$	X_2
9	153	1.000	0.630	0.471	0.784	0.381	0.012	2.482	2.231	1.893	1.628	1.255	1.004	0.92

Tabla 5. Resumen de la curva regional de frecuencia de avenidas en la zona de las Rías Baixas.

2.3 Modelos de transformación lluvia-escorrentía.

Para realizar la modelización del flujo en una cuenca uno de los datos más relevantes que se necesita conocer es el caudal que discurre por la misma. Dicho caudal depende directamente de los fenómenos de precipitación que se dan en la cuenca. Generalmente es más sencillo disponer de registros de precipitación para una zona, que de aforos de caudales para cada una de las cuencas de la misma. Es relativamente fácil tener datos de precipitación de una zona debido a que la red pluviométrica es relativamente amplia en la mayoría de las regiones del mundo, por lo que se cuenta con más datos y más fiables de precipitaciones que de caudales. Por ello se utilizan modelos de transformación de lluvia-escorrentía que permiten estimar el caudal generado a partir de los datos de precipitación.

Para calcular esta transformación existen modelos hidrológicos que aproximan el hidrograma de una cuenca a partir de la precipitación en la zona y los datos físicos de la cuenca: geometría (pendiente), tipo de suelo (infiltración), usos del suelo (coeficiente de fricción de fondo, retención superficial...). Para ello se necesita definir la precipitación de la zona y esto engloba dos aspectos: la altura total de la precipitación (mm) y la forma en la que esta se distribuye a lo largo del tiempo. Estos dos aspectos quedan definidos mediante un hietograma.

En la definición del hietograma de tormenta se debe emplear la información proporcionada por las *curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)*. Se trata de una familia de curvas Intensidad-Duración (Figura 3) para diferentes periodos de retorno (frecuencias). Expresan la máxima intensidad de precipitación promediada para distintos intervalos de tiempo. Si se dispone de datos de un aguacero real para un periodo de retorno determinado, para determinar la curva Intensidad-Duración se buscará en los datos pluviográficos los 5 minutos de máxima precipitación, los 10 minutos, etc. y se representan gráficamente.

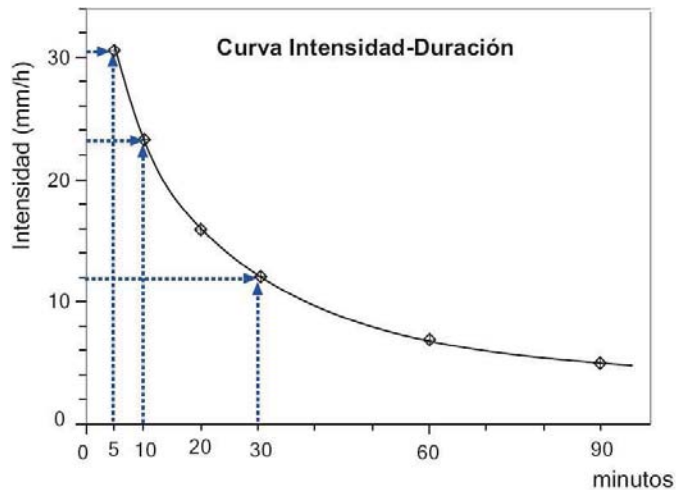


Figura 3. Curva Intensidad-Duración.

En muchas ocasiones no se dispone de suficiente información en la zona de estudio para definir este tipo de curvas. En estos casos se puede emplear la metodología de la instrucción de carreteras 5.2.1.C., que se define a continuación.

Cuando no existen suficientes datos reales la curva IDF se determina a partir de la siguiente expresión propuesta por la Dirección General de Carreteras (MOPU, 1990):

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1}-1}}$$

$$I_d = \frac{P_d}{24}$$

donde, I_t es la intensidad media diaria de precipitación correspondiente a la duración de t horas en mm/h, I_d es la intensidad media máxima diaria de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y para un intervalo de referencia de 24h, P_d es la precipitación máxima diaria correspondiente al periodo de retorno considerado, en mm y I_1/I_d es el cociente entre la intensidad horaria y diaria.

Los valores del coeficiente I_1/I_d se obtienen del mapa de isolíneas obtenido en (MOPU, 1990). Para la provincia de A Coruña se aproxima a un valor de 8. Para calcular P_d se puede utilizar el método regional de cálculo de precipitaciones máximas que se recoge en la publicación del Ministerio de Fomento (1999) "Máximas Lluvias diarias en la España Peninsular" y que está basado en el método del Índice de Avenida (ver apartado 2.2). Puede resumirse en los siguientes pasos:

- 1) Localización del punto geográfico deseado en los planos de la publicación.
- 2) Estimación mediante las isolíneas representadas, del coeficiente de variación C_v y del valor medio P de la máxima precipitación diaria anual.
- 3) Para el periodo de retorno deseado T y el valor de C_v , obtención del cuantil regional Y_t mediante el uso de la Tabla 6 y Figura 4.

C_v	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Tabla 6. Cuantiles Y_t . Fuente: "Máximas llluvias diarias en la España Peninsular"(Ministerio de Fomento y CEDEX).

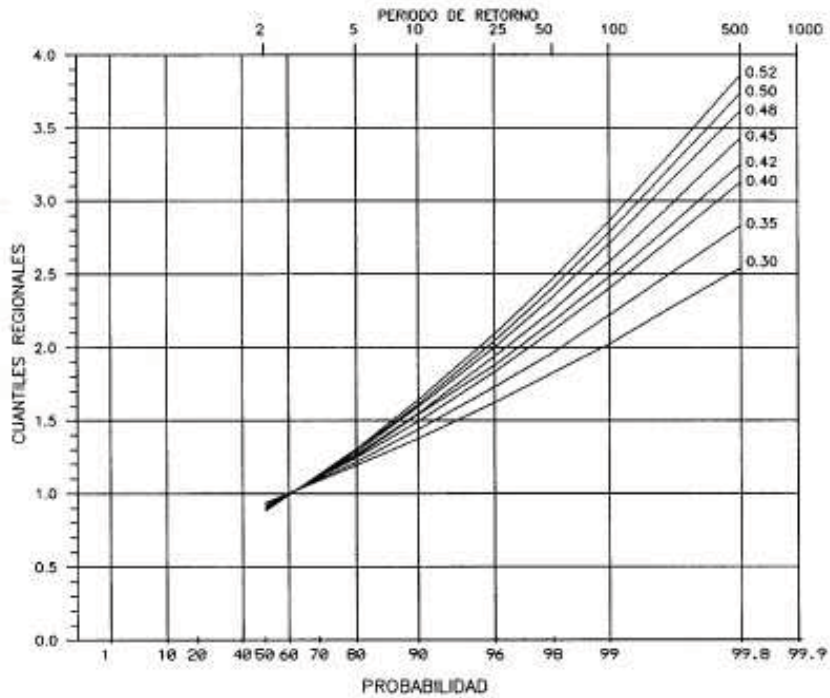


Figura 4. Relación entre los cuantiles regionales Y_t , el periodo de retorno en años T , la probabilidad de no superar el cuantil en un año, y el coeficiente de variación C_v .

4) Realizar el producto del cuantil regional Y_t por el valor medio P obteniéndose la precipitación máxima diaria correspondiente al periodo de retorno considerado, P_d .

$$P_d = Y_t \cdot P$$

$$I_d = P_d / 24$$

Conocido el coeficiente I_1/I_d y el valor de I_d se calcula la intensidad media de precipitación para una duración del aguacero de t horas. Para diferentes valores de t se obtienen diferentes valores de I_t y la representación de estos pares de valores para diferentes periodos de retorno determina las curvas IDF. (fig.2.4)

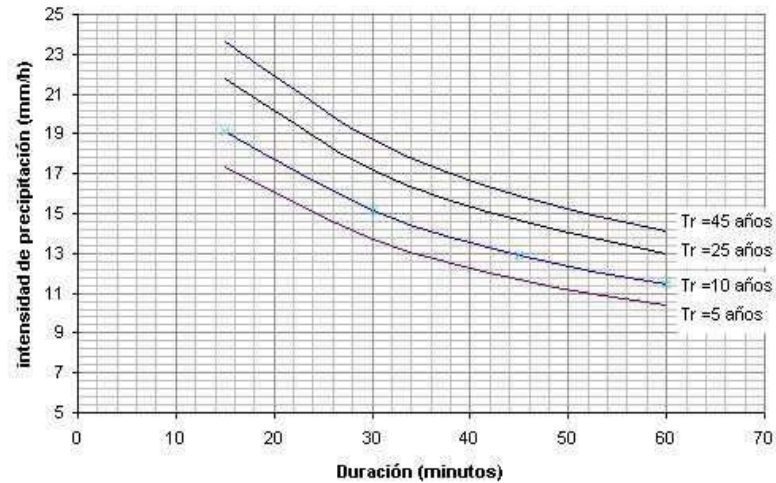


Figura 5. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).

Para la obtención del patrón de precipitación sintético o hietograma de tormenta sintético se recomienda utilizar el *Método de los Bloques Alternados*. Este método consiste en estimar una tormenta de una duración determinada dividiéndola en intervalos de menor duración (bloques). Para calcular la precipitación asociada al primer bloque se busca en la curva IDF la intensidad correspondiente para un tiempo de duración igual al de ese bloque. Esta intensidad se divide por el tiempo de duración de la tormenta y se multiplica por el tiempo de duración del bloque. Para los siguientes bloques se repite el proceso, pero tomando como tiempos de duración de los bloques, los tiempos acumulados desde el primero.

A partir de los datos anteriores, y como se ha comentado anteriormente, para estimar la transformación lluvia-escorrentía existen diferentes modelos hidrológicos que aproximan el hidrograma de caudales de una cuenca a partir de la precipitación en la zona y de datos físicos de la misma. Uno de estos modelos es el HEC-HMS programa de uso libre desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del USACE. Se trata de un modelo hidrológico que calcula el hidrograma de una cuenca a partir de datos físicos y de precipitación de la misma. Las diferentes fases de trabajo del programa pueden resumirse en:

- 1) Separación de la lluvia neta. Se calcula qué parte de la precipitación va a generar escorrentía directa.

- 2) Cálculo de la escorrentía directa generada por la lluvia neta. Se define el coeficiente de escorrentía mediante el método del número de curva a partir de los datos de pendiente usos del suelo y tipo de suelo.
- 3) Suma de la escorrentía básica previa a la escorrentía directa.
- 4) Cálculo de la evolución del hidrograma a lo largo del cauce mediante modelos simplificados unidimensionales (Onda cinemática, Muskingum, Muskingum-Cunge, Retardo y Plus Modificado).

Estas fases, con ligeras variaciones, son comunes a todos lo modelos hidrológicos convencionales.

3 APLICACIONES HIDROLÓGICAS CON MODELOS DE AGUAS SOMERAS 2D

En este apartado se hace un repaso a algunas aplicaciones de modelos numéricos bidimensionales a procesos hidrológicos. Cada modelo propone una forma de dar solución a este tipo de procesos. Muchos casos necesitan como dato de entrada el caudal del cauce principal pero en realidad lo que existe es una aportación continua y espacialmente distribuida de escorrentía al caudal del cauce. Podemos diferenciar dos aplicaciones principales de estos modelos: cálculo de inundaciones y modelización de procesos de lluvia-escorrentía.

Cuando se aplican modelos numéricos 2D a procesos hidrológicos se plantean varias dificultades que es necesario estudiar y tener en cuenta en el análisis de los resultados. Los principales problemas que se plantean en esta aplicación son la caracterización de parámetros como la intensidad de precipitación, la fricción del fondo, la infiltración del suelo, la definición de la topografía o la elección del tamaño de malla de cálculo.

La caracterización de la lluvia plantea problemas debido a que los procesos naturales de precipitación no son homogéneos en el espacio y esta falta de homogeneidad es difícil de medir (Wilson et. al., 1979). Nicòtina et al. (2007) estudiaron la influencia de la homogeneidad de la lluvia en los resultados y concluyeron que es más relevante el volumen total de precipitación sobre la zona de estudio que la forma en que esta se distribuye, por lo que una precipitación no uniforme puede asumirse como si lo fuera sin afectar notablemente a los resultados. En este proyecto también se ha estudiado el efecto de la uniformidad de la precipitación en los apartados 4.2.1 y 3.1.

La estimación de la fricción del fondo presenta una nueva dificultad. Numéricamente suele definirse mediante un parámetro (Manning, Keulegan...) que la caracteriza según el tipo de suelo. En la modelización de la escorrentía superficial estos coeficientes pierden su sentido físico (relación tipo de suelo – valor del parámetro) convirtiéndose en un valor que intenta englobar las múltiples diferencias entre las superficies de unas y otras zonas de la cuenca. Normalmente las diferentes zonas de una cuenca tienen superficies muy diferentes que abarcan desde el lecho del río (normalmente carente de vegetación) hasta las llanuras colindantes con una vegetación más o menos abundante. Es por tanto que para estas aplicaciones la fricción de fondo necesita ser calibrada previamente.

Otro aspecto importante en la generación de caudal de escorrentía es la estimación de la infiltración en la zona. La infiltración es el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo y en la que influyen varios factores como son:

- El estado de la cubierta vegetal y de la superficie del suelo.
- Las propiedades del suelo: porosidad y conductividad hidráulica.
- El contenido de humedad presente en el suelo.

La realidad es que en general los estratos de suelo que se sitúan unos encima de otros formando las diferentes capas del terreno a menudo tienen diferentes propiedades físicas. Además las características de los suelos varían mucho espacialmente, incluso en pequeñas áreas. Como resultado de esta variabilidad y debido a que las propiedades de los suelos también varían en función de la humedad que contienen, la infiltración es un proceso extremadamente complejo que también será necesario calibrar en el modelo antes de su aplicación práctica.

La definición de la topografía de la zona también es una tarea compleja. Cuanto mayor sea el grado de detalle y la precisión que se busca en los resultados mayor dificultad. Un avance reciente en este campo es el que proporciona la tecnología LIDAR que permite determinar la distancia desde un emisor láser a un objeto o superficie utilizando un haz de láser pulsado. Al igual que ocurre con la tecnología radar, donde se utilizan ondas de radio en vez de luz, la distancia al objeto se determina midiendo el tiempo de retraso entre la emisión del pulso y su detección a través de la señal reflejada. Existen en la actualidad programas informáticos que permiten la lectura de los registros proporcionados por la tecnología LIDAR y la implementación de los mismos como datos de entrada en la resolución de modelos numéricos de aguas poco profundas (Cobby et. al., 2003). Una vez se tiene la topografía de la zona de estudio definida es necesario proporcionársela como dato de entrada al modelo numérico que se esté utilizando. Para ello se realiza una discretización del área de estudio mediante mallas regulares (como pueden ser un Raster) o mallas no estructuradas, en las que cada una de las celdas representa un valor de la cota de terreno que es media de todas las cotas que engloba el área de la celda. Por tanto a menor tamaño de las celdas mayor precisión de la topografía y de los resultados, pero también mayor número de elementos y mayor tiempo de cálculo. A la hora de definir la malla el objetivo que se persigue es la búsqueda de un

tamaño que permita una precisión adecuada a la vez que un cálculo computacionalmente eficiente.

Otros parámetros como la evaporación o la intercepción superficial son despreciados por el modelo. Los factores que influyen en la misma son el tipo y densidad de vegetación, las condiciones meteorológicas y la intensidad, volumen y duración del aguacero. Órdenes de magnitud para la intercepción superficial son:

$$\begin{aligned} V_{in} &\approx \text{Precipitación} && \text{si } P < 5\text{mm} \\ V_{in} &\approx 0.1 \text{ Precipitación} && \text{si } P > 30\text{mm} \end{aligned}$$

Para los casos de aplicación del modelo (tormentas intensas) dichos valores se pueden considerar despreciables. También se considera despreciable la evaporación ya que, en este tipo de tormentas de alta intensidad, el porcentaje de agua que se evapora con respecto al volumen total de agua caída es prácticamente nulo.

3.1 Turbillon

Turbillon es el modelo numérico de aguas someras 2D utilizado en este proyecto. En esta sección se presenta sólo una breve descripción de las ecuaciones y esquemas numéricos implementadas en el modelo, pudiéndose encontrar una descripción completa del mismo (Cea et. al., 2007). El modelo numérico Turbillon resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad (SWE-2D), también conocidas como ecuaciones de St Venant bidimensionales. Las SWE-2D se obtienen integrando verticalmente las ecuaciones tridimensionales de Navier-Stokes promediadas en la profundidad. Las principales simplificaciones en las SWE-2D son las hipótesis de una distribución de la presión hidrostática (la presión dinámica se desprecia) y una velocidad homogénea en la profundidad. Ambas hipótesis se cumplen en aguas poco profundas, como es el caso de las aplicaciones presentadas en este documento, lo que justifica el uso de un modelo de aguas someras promediadas en profundidad para simular la escorrentía generada por la lluvia.

Las SWE-2D son un sistema de tres ecuaciones en derivadas parciales con tres incógnitas, que se definen sobre un dominio espacial en 2D. Despreciando las variaciones de presión atmosférica sobre el dominio espacial, la tensión que provoca el

viento, la aceleración de Coriolis, así como la viscosidad y las tensiones turbulentas horizontales, las SWE-2D se pueden escribir como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = i - f$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + i \cdot v_x - f \cdot \frac{q_x}{h}$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_y^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + i \cdot v_y - f \cdot \frac{q_y}{h}$$

donde q_x , q_y son las dos componentes del caudal unitario, h es el calado, z_b es la cota del fondo, $\tau_{b,x}$, $\tau_{b,y}$ son las dos componentes horizontales de la tensión de fricción de fondo, ρ es la densidad del agua, g es la aceleración de gravedad, i es la intensidad de la lluvia, v_x , v_y son las componentes de velocidad de la lluvia y f es la tasa de infiltración. Para las aplicaciones estudiadas en este proyecto los efectos de la fricción de fondo, pendiente del fondo, la precipitación y la infiltración son considerados en el modelo. El hecho de desprestigiar las tensiones provocadas por la turbulencia horizontal está justificado en este caso porque la turbulencia vertical provocada por el rozamiento del fondo es mucho mayor que la turbulencia horizontal. En las 2D-SWE el efecto de la turbulencia vertical se introdujo en el término de fricción de fondo, que en este caso se calcula con la fórmula de Manning como:

$$\frac{\tau_b}{\rho} = g \frac{n^2 U^2}{h^{4/3}}$$

La tasa de infiltración, expresada en m/s, se calcula en cada punto espacial utilizando la formulación de Green-Ampt (Chow, 1988), en la que se supone que hay un frente de saturación en el suelo que separa la región saturada y la no saturada, en la que existe una succión ψ . A medida que la infiltración aumenta, el frente de saturación desciende y la anchura de la zona no saturada L aumenta. La tasa potencial de infiltración f se calcula como:

$$f(\mathbf{x}, t) = k_s(\mathbf{x}) \left(1 + \frac{(h(\mathbf{x}, t) + \Psi(\mathbf{x})) \Delta\theta}{F(\mathbf{x}, t)} \right) \quad F(\mathbf{x}, t) = \int f(\mathbf{x}, t) dt \quad L(\mathbf{x}, t) = \frac{F(\mathbf{x}, t)}{\Delta\theta} \quad \Delta\theta = \phi - \theta_i$$

siendo k_s la conductividad hidráulica del suelo, h el calado, ψ la succión en la región no saturada del suelo, $\Delta\theta$ la variación en el contenido de humedad del suelo con respecto al avance del frente de saturación, θ_i el contenido inicial de humedad del suelo, ϕ la porosidad del suelo y L la profundidad hasta la que llega la zona saturada del suelo. La tasa de infiltración real es igual a la tasa potencial de infiltración excepto cuando el calado de la lámina del agua es demasiado pequeño y no hay suficiente agua para infiltrarse, en cuyo caso la infiltración está limitada por el calado existente en la celda. Otras pérdidas como la evapotranspiración, la interceptación y la retención también pueden ser consideradas en el modelo. Sin embargo, como se comentó anteriormente, para las aplicaciones presentadas en este documento estas pérdidas no son significativas y no necesitan ser considerados en los cálculos.

Las ecuaciones de flujo se resuelven mediante el método de volúmenes finitos en una malla no estructurada, con una discretización del tiempo explícita. En la discretización de los términos de flujo se utilizan esquemas descentrados de tipo Godunov. Actualmente se encuentran implementados los esquemas de Roe (Toro, 2001) y de van Leer. Ambos esquemas están tanto en orden 1 como en orden 2 en el espacio.

Con el fin de evitar falsas oscilaciones de la superficie libre cuando la batimetría es irregular, se utiliza una discretización descentrada del término fuente pendiente del fondo (Bermúdez, 1998). La fricción del fondo, la lluvia y la infiltración se discretizan con un esquema centrado y semiimplícito. El sistema numérico es explícito en el tiempo, por lo que lo que el paso de tiempo está restringido por la condición CFL:

$$\Delta t \leq \frac{A}{(U + \sqrt{gh})P}$$

donde A y P son respectivamente el área y el perímetro de la celda de cálculo, U la velocidad del agua, g la aceleración de la gravedad y h el calado.

Algunas de las principales dificultades numéricas de la aplicación de modelos de aguas someras en procesos de lluvia escorrentía son las inestabilidades que produce la presencia de frentes seco-mojado, el bajísimo espesor de las láminas de agua (en muchas regiones de la superficie el calado es del orden de milímetros o centímetros) y las altas tensiones debidas a la fricción de fondo, que deben de ser calculadas. Todos estos procesos pueden causar problemas de inestabilidad numérica y falta de precisión si los esquemas numéricos utilizados para resolver las ecuaciones de aguas someras no son estables y precisos. Otra propiedad deseable del sistema numérico es la

conservación de la masa, lo que significa que durante el cálculo el agua no se pierda o se gane. Aunque esto puede parecer obvio, no todos los esquemas numéricos garantizan la conservación de la masa, sobre todo en la presencia de los inestables frentes seco-mojado con calados de agua muy pequeños, como es el caso en las aplicaciones estudiadas en este proyecto. Además de ser conservativo, el método de volúmenes finitos ha demostrado ser muy robustos y preciso para la modelización de los flujos de aguas poco profundas con frentes seco-mojado y, por tanto, son especialmente adecuados para la simulación de las inundaciones generadas por los procesos de lluvia-escorrentía

Los únicos parámetros del modelo que necesitan calibración son el coeficiente de fricción de fondo y las propiedades de infiltración del suelo. Los efectos de pequeña escala de microtopografía no resueltas por el modelo, deben ser incluidos a través del coeficiente de fricción, de la misma manera que los efectos de ondulaciones y dunas en los ríos se incluyen en el rozamiento del fondo. Por microtopografía nos referimos a las características de la superficie con una escala de longitud inferior al tamaño de malla utilizado en la discretización numérica o no definidas en el Modelo Digital del Terreno (MDT). La sensibilidad del modelo al coeficiente de fricción de fondo se estudia en este proyecto.

3.2 Coup2D

Coup2D es un modelo 1D-2D desarrollado por el Hydrology Group de la Universidad de Bristol (<http://www.ggy.bris.ac.uk/research>). Simula la precipitación-escorrentía en canal, llanuras de inundación y laderas, para cuencas semiáridas de menos de 100 km².

Incorpora las interacciones hidrodinámicas entre laderas, llanuras de inundación y el cauce principal, permitiendo la modelización del flujo para diferentes formas de acoplamiento entre las laderas y el cauce. Las principales singularidades de Coup2D son:

- La integración de la hidráulica e hidrología de las laderas, llanuras de inundación y del canal.
- La interacción dinámica entre canales, laderas y llanuras de inundación en términos de escorrentía.

- El cálculo simultáneo de la escorrentía en laderas y llanuras de inundación y el flujo en el canal.

Las llanuras de inundación y laderas se discretizan con una malla (2D) y el canal se representa mediante su sección transversal (1D). Cuando el agua cubre las llanuras de inundación las toma como si fuesen parte del canal pasando a formar una nueva sección transversal (1D). El flujo se modela mediante el método de la onda cinemática.

3.3 LISFLOOD-FP

LISFLOOD-FP es un programa desarrollado por el Hydrology Group de la Universidad de Bristol (Horrit y Bates, 2000). Se trata de un modelo hidrodinámico bidimensional diseñado específicamente para simular el flujo en llanuras de inundación, zonas costeras y estuarios de una manera computacionalmente eficiente y para una topografía compleja. No modela directamente el proceso de lluvia escorrentía sino que necesita como dato de entrada el caudal en alguna de las secciones. El flujo en el canal se modela de manera unidimensional pudiendo elegir entre dos opciones: onda cinemática u onda difusiva. Cuando en el cauce principal se sobrepasa el calado máximo el agua se transfiere a la malla de la llanura de inundación. La llanura se discretiza como un raster y la modelización del flujo se realiza mediante ecuaciones de aguas someras 2D basadas en el método de la onda difusiva. El modelo predice la profundidad del agua en cada cuadrícula en cada paso de tiempo, y, por tanto, puede simular la dinámica de propagación de ondas. Se asume que el flujo entre dos celdas sólo depende de la diferencia de alturas de lámina de agua entre ellas.

3.4 CCHE-Flood.

CCHE-Flood es un programa desarrollado por el Nacional Center for Computational Hydroscience and Engineering (NCCHE) de la Universidad de Mississippi (<http://www.ncche.olemiss.edu>). CCHE-Flood es un modelo de volúmenes finitos basado en la solución de las ecuaciones de aguas someras bidimensionales. Está particularmente diseñado para simular la propagación del flujo sobre topografía compleja. Se puede usar para determinar subidas y descensos de ondas de flujo para determinar las zonas de inundación. Este programa tampoco modela directamente el proceso de lluvia-escorrentía.

4 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

Para la validación experimental del modelo de aguas someras 2D se realizaron ensayos en laboratorio en una geometría bidimensional de acero sobre la que se simulan diferentes hietogramas de precipitación. Esta geometría fue especialmente diseñada para la validación del modelo numérico y se encuentra en el laboratorio de hidráulica del Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil (CITEEC) de la Universidade da Coruña. La única variable que se midió en los experimentos es el hidrograma de salida, que se utilizará para validar los resultados numéricos.

4.1 Montaje experimental.

El diseño experimental elegido se compone de tres partes principales: la geometría bidimensional a modo de cuenca, el sistema hidráulico de simulación de lluvia y el equipo para el registro de caudales.

4.1.1 Cuenca bidimensional.

Se utilizó una estructura rectangular de acero inoxidable de dimensiones 2.0x2.5m, compuesta por tres planos de un 5% de pendiente cada uno. Sobre esta estructura base se dispusieron diferentes obstáculos lo cual permitió realizar campañas experimentales sobre tres geometrías diferentes.

- La primera campaña se llevó a cabo para la configuración inicial de los tres planos (Geometría 0). El tiempo de concentración de la cuenca para esta disposición es aproximadamente de 15 segundos. En este caso se realizó un único ensayo.

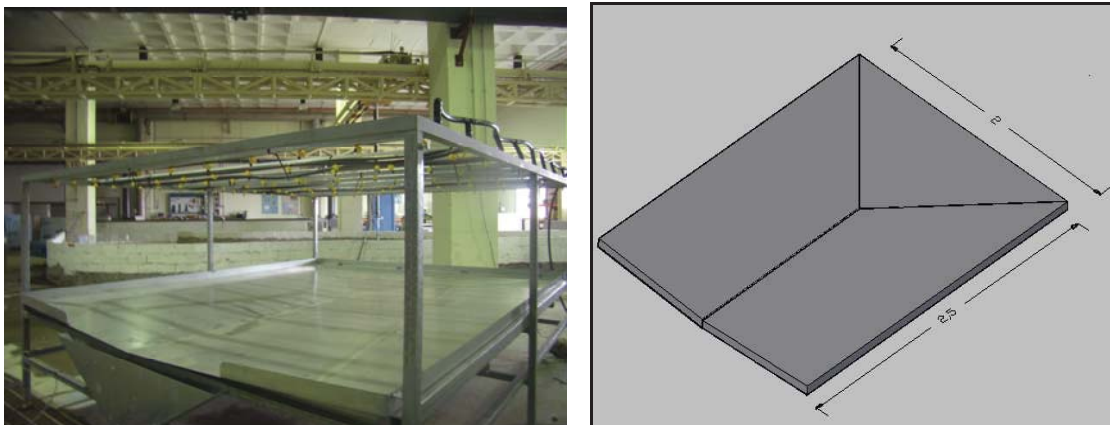


Figura 6. Montaje experimental: Geometría 0.

- En la segunda campaña (Geometría 1) se añadieron a la configuración inicial dos barreras que aumentan el tiempo de concentración de la cuenca y, por tanto, la longitud del hidrograma de salida. Estas barreras no son rebasadas en ningún momento por el flujo de agua y no producen retenciones o embalsamientos permanentes. Todo el volumen de agua que cae sobre la cuenca es drenado por la misma. El tiempo de concentración de la cuenca para esta disposición es aproximadamente de 25 segundos. Para esta configuración se realizaron doce ensayos (casos G1C1 a G1C12).

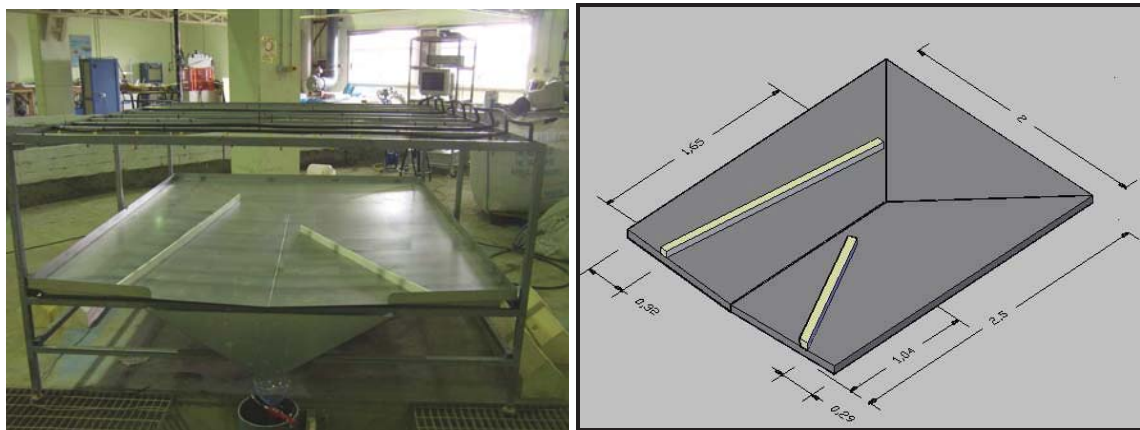


Figura 7. Montaje experimental: Geometría 1.

- Para la tercera campaña de ensayos (Geometría 2) se añaden a la geometría anterior tres pequeñas barreras rebasables que sí producen retenciones permanentes de agua. El tiempo de concentración aproximado en este caso es de 35 segundos. En esta geometría se realizaron 11 ensayos (casos G2C1 a G2C11)

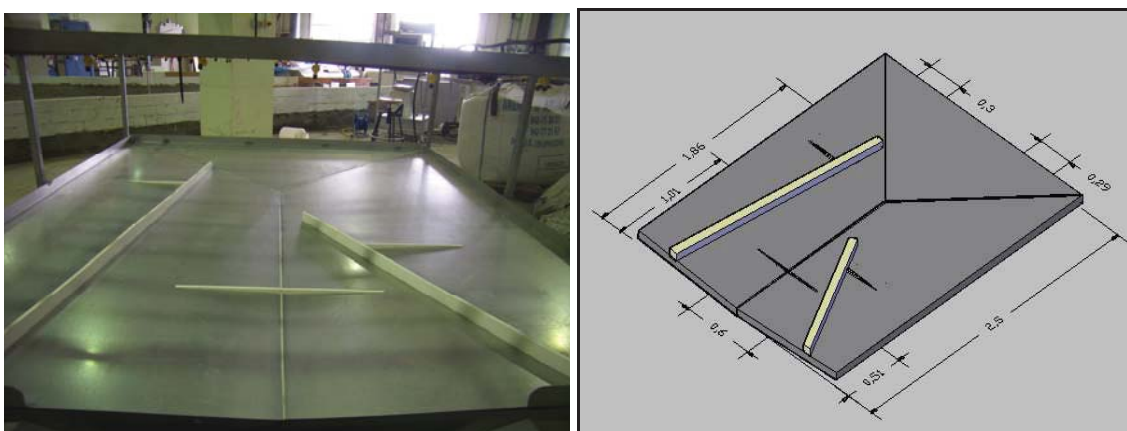


Figura 8. Montaje experimental: Geometría 2.

4.1.2 Simulador de lluvia

El sistema de simulación de lluvia se sitúa sobre un emparrillado metálico a una altura de 70cm sobre la cuenca. Se trata de una malla de tuberías de polietileno conectadas a una tubería principal en las cuales se sitúan una serie de difusores separados uniformemente. La separación de los difusores es de 20x20cm (100 difusores). Una de las decisiones que se tomaron durante el montaje de este sistema fue la de la separación entre los difusores de lluvia. Ésta fue estudiada en la búsqueda de la mayor uniformidad posible de precipitación a lo largo y ancho de la cuenca. Se apreció que, a partir de una separación entre difusores de 20cm, cualquier variación de esta distancia no producía mejoras apreciables en la homogeneidad de la lluvia o la empeoraba. Por tanto, esta fue la disposición elegida.



Figura 9. Simulador de lluvia.

4.1.3. Registro de caudales

Para medir el hidrograma de salida se cuenta con una probeta de más de 30 litros de capacidad que recoge el volumen de agua saliente. Fijada a la misma se dispone una sonda de calado que mide el nivel de agua en la probeta, permitiendo calcular el caudal de salida como:

$$Q = A \cdot \frac{dh}{dt}$$

en donde Q es el caudal de salida, A el área de la probeta de recogida y h el calado que mide la sonda en cada instante.

El agua saliente entra directamente en el fondo de la probeta a través de un embudo y un tubo conductor. De este modo se minimizan las oscilaciones en la lámina de agua, mejorando la calidad de las medidas de la sonda de calado.

4.2 Ensayos realizados.

4.2.1 Estudios previos.

Antes de iniciar una campaña experimental es necesario realizar un estudio previo de los parámetros que influirán en el proceso, e intentar predecir y reducir las posibles fuentes de error. En este estudio previo se detectaron y analizaron varios fenómenos que podrían influir en los resultados de los ensayos. La influencia de éstos en los resultados es difícil de cuantificar “a priori” pero, en cualquier caso, todas estas fuentes de incertidumbre deben tenerse en cuenta en la validación experimental de los resultados numéricos. Fueron objeto de estudio durante este proceso los siguientes factores:

- La falta de uniformidad de la precipitación sobre la cuenca.
- La influencia de la tensión superficial del agua.
- El breve desfase inicial del simulador de lluvia desde que comienza el ensayo hasta que la precipitación se vuelve constante.
- El goteo final de los difusores cuando cesa la lluvia.
- La frecuencia de registro de la sonda de calado.
- Las oscilaciones turbulentas del nivel de agua en la probeta de recogida.

4.2.1.1 Uniformidad espacial de la intensidad de precipitación.

El primer efecto que fue objeto de estudio fue el de la uniformidad de la lluvia sobre la cuenca. Se hicieron ensayos experimentales con el objetivo de medir la mayor o menor homogeneidad de la intensidad de la lluvia sobre la cuenca. Estos ensayos consistieron en disponer grupos de doce recipientes cilíndricos de 5cm de diámetro apoyados en siete zonas diferentes de la geometría para, a continuación, poner en funcionamiento el mecanismo de simulación de lluvia y medir el volumen de agua recogido en cada recipiente. Se observó que a pequeña escala (comparando el volumen de agua recogido por cada uno de los recipientes de cada grupo de doce) existen

discrepancias notables, sin embargo, a mayor escala (considerando el volumen total recogido por cada uno de los grupos de 12 elementos) se aprecia una homogeneidad significativa, que se ha considerado como suficiente en la comparación de los resultados experimentales con los numéricos.

Bloque A			
100	30	45	45
170	35	165	170
40	25	265	200
40	10	30	50

Valor medio por recipiente: 89 cm³

Bloque B		
80	190	160
70	120	100
30	30	30
20	20	20

Valor medio por recipiente: 73 cm³

Bloque C			
140	160	70	40
80	140	170	220
30	30	80	200
50	130	50	20

Valor medio por recipiente: 100 cm³

Bloque D			
30	70	90	50
55	115	330	100
40	60	90	200
10	10	15	15

Valor medio por recipiente: 71 cm³

Bloque E			
240	170	70	230
115	230	60	220
30	20	40	200
55	65	50	210

Valor medio por recipiente: 110 cm³

Bloque F			
140	70	130	60
200	90	230	90
210	80	290	200
90	50	100	75

Valor medio por recipiente: 125 cm³

Bloque G			
70	160	50	20
150	220	90	60
100	90	210	200
30	50	130	110

Valor medio por recipiente: 107 cm³

VALOR MEDIO DE TODOS LOS BLOQUES 96 cm³

Tabla 7. Volumen de agua recogido por cada recipiente en el ensayo de uniformidad de lluvia.

Para comprobar la sensibilidad de los resultados a las variaciones en la uniformidad espacial de la lluvia para el caso de la cuenca bidimensional, se modelaron cuatro fenómenos diferentes de precipitación p1, p2, p3 y p4 (Figura 10). El volumen total de agua que cae sobre la cuenca en los 4 eventos es idéntico, pero no la manera en la que se distribuye espacialmente sobre la misma. En los cuatro casos modelados la intensidad de precipitación en cada punto de la cuenca se distribuye de manera aleatoria, de forma que el volumen total de agua es el mismo en todos los casos, pero la varianza de la distribución de la precipitación en el espacio es distinta de cero (

Tabla 8). Se distribuyeron por la cuenca intensidades de precipitación que comprenden desde el 160% hasta el 40% del valor medio considerado. Los dos primeros

casos se modelaron para fluctuaciones a pequeña escala en el espacio. Se tratan de dos casos en los que, aunque la intensidad varía ampliamente de un punto a otro, si dividimos la cuenca en pequeñas subáreas cada una de ellas tiende al valor medio de precipitación. Se puede decir que existe una uniformidad a “macro escala”. Los dos últimos casos proporcionan menos uniformidad a “macro escala” pues si dividimos la cuenca en pequeñas subáreas siguen existiendo variaciones significativas entre unas y otras. En estos p1, p2 se definieron con 5302 puntos y p3, p4 con 93 puntos a los que se les atribuyó de manera aleatoria valores de precipitación comprendidos entre un 160% y un 40% de la intensidad media en la cuenca. Estos puntos se interpolan para el resto de la cuenca. Las varianzas obtenidas para cada uno de los casos se muestran en la

Tabla 8.

	Varianza con N=93 puntos	Varianza con N=5302 puntos	Lint(cm)	Tipo de heterogeneidad
p1	3.70E-04	2.10E-02	3	a pequeña escala
p2	1.50E-03	8.70E-02		a pequeña escala
p3	2.30E-02	5.40E-02	23	a macro escala
p4	7.90E-02	1.21E-01		a macro escala

Tabla 8. Eventos de precipitación. Varianzas de las distribuciones y escala de la heterogeneidad.

En la

Tabla 8 se muestran las varianzas de las cuatro distribuciones para diferentes números puntos considerados. Se define la Longitud integral (Lint) como:

$$L_{\text{int}} = \sqrt{\frac{A}{Np}}$$

donde A es el área de la cuenca y Np el número de puntos con diferentes valores de intensidad a partir de los cuales se interpola.

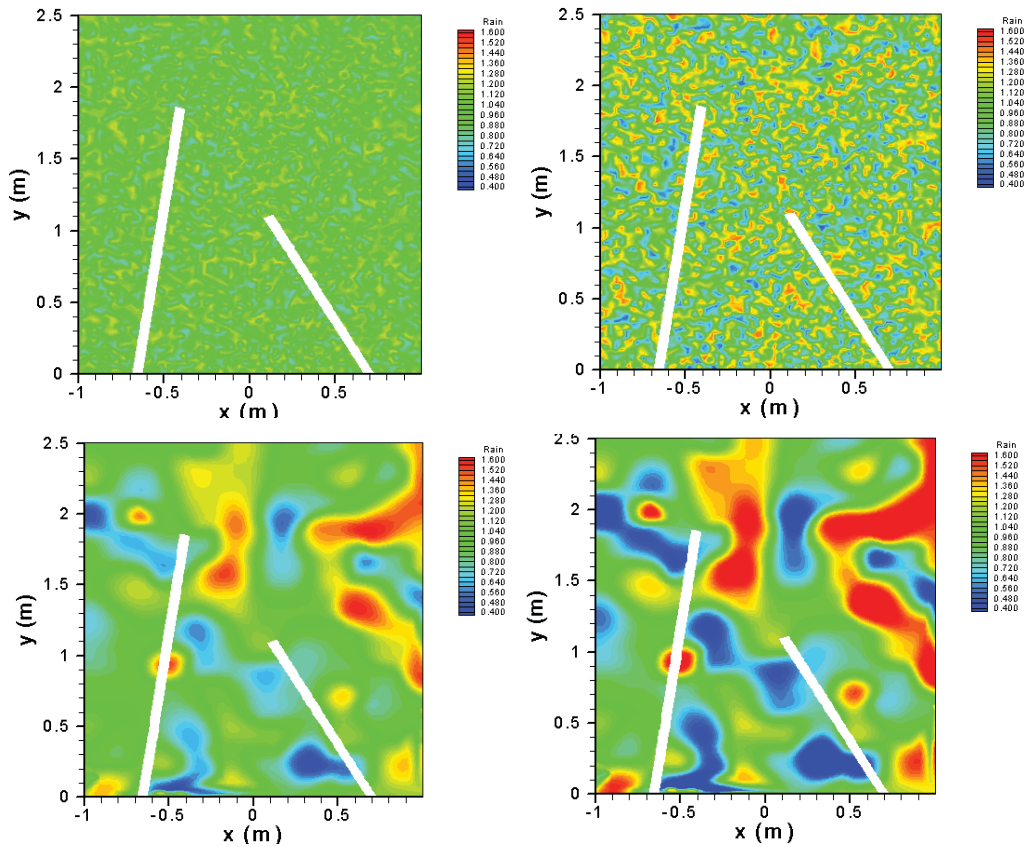


Figura 10. Estudio del efectos de la uniformidad de la lluvia. Eventos de precipitación calculados. De izquierda a derecha y de arriba a abajo P1, P2, P3 y P4.

Los hidrogramas de salida (Figura 11) son prácticamente idénticos para las cuatro distribuciones de precipitación definidos en la Figura 10, por lo que se concluye que (teniendo en cuenta la variabilidad espacial de la lluvia en los experimentos (Tabla 7. Volumen de agua recogido por cada recipiente en el ensayo de uniformidad de lluvia.)) la influencia de la distribución espacial de la lluvia es despreciable en los resultados.

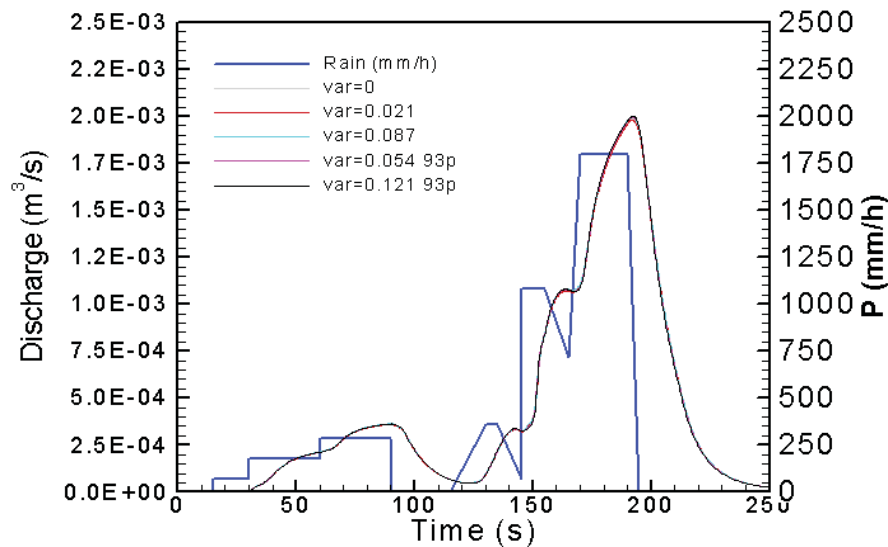


Figura 11. Hidrogramas de caudales para las diferentes uniformidades de precipitación.

	v=0.000	v=0.021	v=0.087	v=0.054	v=0.121
t=55s	2.0000E-04	1.9900E-04	2.0200E-04	2.0000E-04	2.0000E-04
t=125s	5.5294E-05	5.5124E-05	5.5496E-05	5.2573E-05	5.1293E-05
t=190s	1.9850E-03	1.9774E-03	1.9970E-03	1.9948E-03	1.9990E-03

Tabla 9. Valores de caudal en diferentes instantes de tiempo para las diferentes uniformidades de precipitación.

4.2.1.2 Tensión superficial del agua.

Otra de las cuestiones que se plantearon fue la de la posible influencia de la tensión superficial del agua en los experimentos. El montaje experimental tiene un tamaño reducido y, a esa escala, el tiempo que tarda el agua en convertirse en escorrentía superficial debido a las acumulaciones iniciales por efecto de la tensión superficial podría ser significativo. Se utilizó un tensoactivo para reducir el efecto de la tensión superficial y se compararon los resultados con los de los ensayos sin tensoactivo. Se comprobó que los resultados obtenidos eran prácticamente idénticos y que, si las cantidades de tensoactivo no eran muy moderadas, se introducía una nueva fuente de error debido a la generación de una pequeña capa de espuma en la probeta de recogida, que afecta a las mediciones de la sonda de calados y que podría afectar a la conductividad del agua y por tanto a la calibración de la sonda. Se decidió no utilizar ningún tensoactivo en los ensayos y reducir las medidas en este aspecto a limpiezas periódicas de la cuenca.

4.2.1.3 Tiempo que tarda la lluvia en volverse constante y goteo final.

El sistema de difusión de lluvia produce dos efectos que pueden influir en los resultados. El primero es que la intensidad de precipitación no es constante desde el inicio. Desde que empieza el ensayo la intensidad tarda aproximadamente 5 segundos en volverse constante, segundos durante los cuales ésta va aumentando de manera gradual. El segundo efecto se produce al cerrar la llave de paso, la lluvia no cesa completamente en ese instante si no que se produce un goteo que se prolonga durante 1 ó 2 minutos debido al tiempo que tardan en disiparse las sobrepresiones en la red de tuberías. Para estudiar la influencia de estos efectos en los resultados se estimó la intensidad de precipitación de dos formas diferentes:

a. Ajuste 1: asumiendo que la precipitación es constante mientras dura la misma (no existe goteo final ni desfase inicial). Por lo que la intensidad se estima como el cociente del volumen total recogido entre el área de la cuenca y el tiempo de duración de la lluvia:

$$I1 = \frac{V_t}{A_c \cdot T}$$

El hietograma de ensayo en este caso se define en la Figura 12.

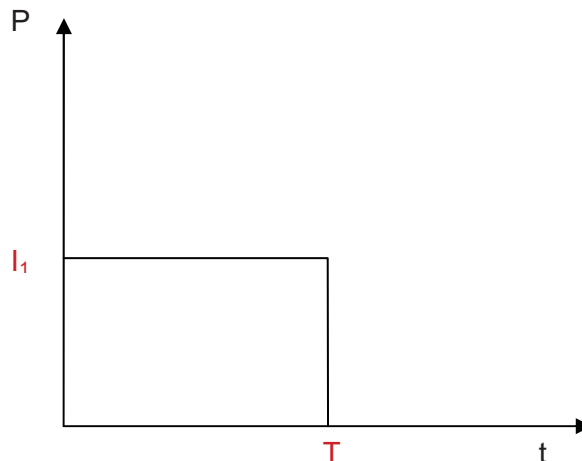


Figura 12. Ajuste 1: Hietograma de ensayo simplificado y hietograma de cálculo.

b. Ajuste 2: contabilizando los efectos anteriores asumiendo dos hipótesis:

- El incremento de intensidad inicial se supone lineal durante los primeros 5 segundos (t_0), tiempo a partir del cual la intensidad se asume constante hasta que se cierra la llave de paso. Se define V_0 como volumen de agua generado durante los 5 primeros segundos.
- El volumen de agua por goteo final (V_f) se supone igual para todos los ensayos, ya que no depende de la duración del ensayo si no de la presión y el agua que queda en las tuberías.

El hietograma de ensayo en este caso se define en la Figura 15. El volumen total de agua V_t que cae sobre la cuenca es igual a:

$$V_t = I \cdot (T - t_0) + V_0 + V_f$$

$$V_0 = (I \cdot t_0) / 2$$

$$V_t = I \cdot T + (V_0 + V_f - I \cdot t_0) = I \cdot T + (V_f - (I \cdot t_0) / 2) = I \cdot T + b$$

Donde I el valor de la intensidad de precipitación máxima que proporciona el sistema una vez se ha hecho constante (fig. 4.1) y $b = V_f - (I \cdot t_0) / 2$ es constante para todos los ensayos.

Representando todos los ensayos en un gráfico V_t - T se obtiene por lo tanto una recta (Figura 13) con pendiente I y término independiente b . Una vez obtenidos estos valores podemos estimar el volumen de agua de goteo V_f como:

$$V_f = b + (I \cdot t_0) / 2$$

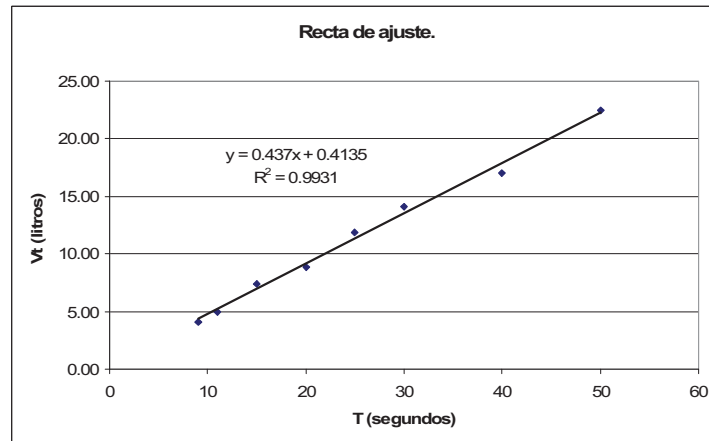


Figura 13. Representación gráfica de los valores Vt-T

Por otro lado en $t=0$ $V_t=0$ y en $t=t_0$ $V_t=V_0$, sustituyendo estos valores en (4) y (5) tenemos:

$$b = 0.414$$

$$V_f = 1.506 \text{ l}$$

$$V_0 = 1.093 \text{ l}$$

$$I_{\text{máx}} = 8.74 \text{ E-05 m/s}$$

De esta forma se puede estimar V_t para la duración de cada ensayo y a partir de V_t se calcula la intensidad de precipitación, asumiéndola esta vez como constante durante el periodo del ensayo, como:

$$I_2 = \frac{V_t - V_f}{T \cdot A_{\text{cuenca}}}$$

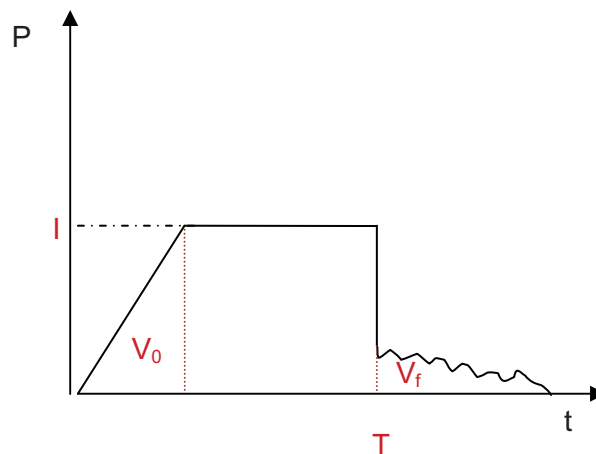


Figura 14. Ajuste 2: Hietograma simplificado de ensayo.

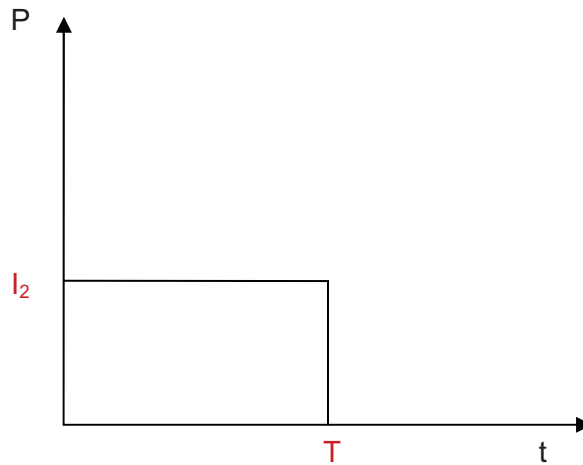


Figura 15. Ajuste 2: Hietograma simplificado de cálculo.

La Figura 16 muestra la comparación de algunos de los resultados obtenidos experimental y numéricamente en la Geometría 1 para las dos aproximaciones de intensidad de precipitación. Se observa que el ajuste es mejor para los casos en que se han valorado tanto el goteo final como el desfase inicial en la intensidad (Ajuste 2). El Ajuste 1 sobreestima los caudales punta y esto se nota especialmente en los ensayos de corta duración. Ya que el volumen de goteo es porcentualmente mayor sobre el volumen total cuanto menor es la duración de la lluvia. Por esto, en los ensayos cortos en los que no se estimó este volumen de agua de goteo y no se restó del volumen total para calcular la intensidad, ésta está sobreestimada. Para ensayos donde la duración de la lluvia es mayor el volumen de agua del goteo final es muy inferior al volumen agua de precipitación por lo que el efecto de tenerlo en cuenta o no es mucho menor.

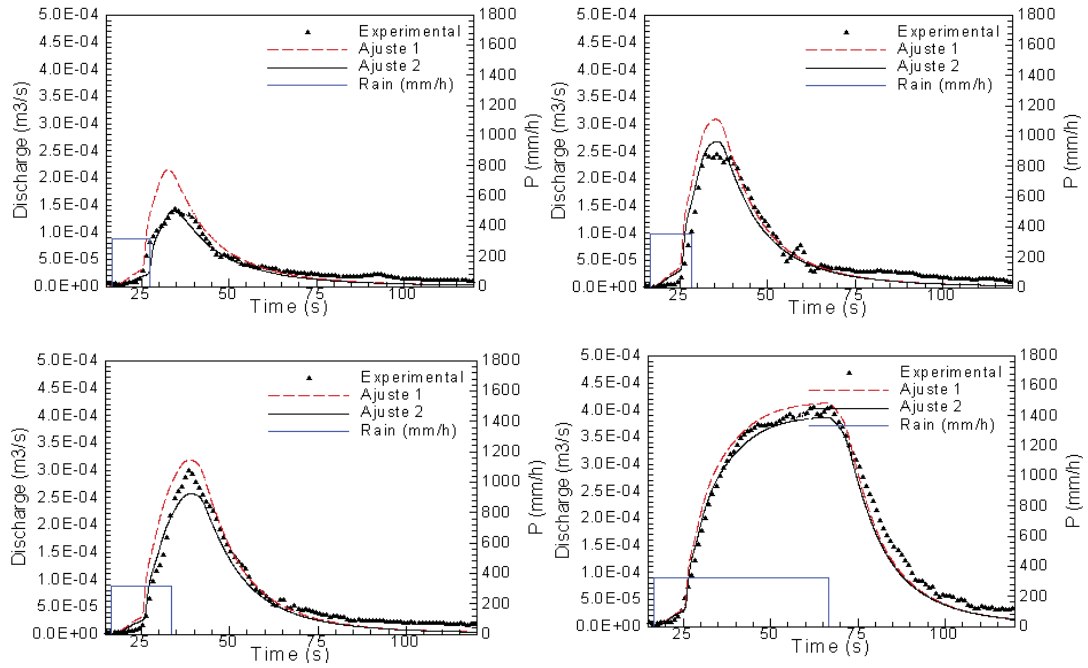


Figura 16: Comparación entre los resultados experimentales y los numéricos para los dos ajustes de precipitación. De izquierda a derecha y de arriba abajo casos G1C1, G1C2, G1C3 y G1C8.

4.2.1.4 Frecuencia de registro.

Otra de las decisiones que hubo que tomar fue la de elección de la frecuencia de registro de la sonda. La frecuencia de muestreo debe ser ajustada de forma que las medidas realizadas sean independientes estadísticamente. El intervalo de tiempo entre dos medidas consecutivas debe ser mayor o igual al doble de la escala integral de tiempo (T_{int}), además de no ser demasiado elevado para minimizar el tiempo de medida. Por lo tanto se tratará de ajustar la frecuencia de muestreo a $2 \cdot T_{int}$. El valor de T_{int} puede obtenerse a partir del coeficiente de autocorrelación como:

$$T_{int} = \int_0^{\infty} \rho(\tau) d\tau \quad (1)$$

$$\rho(\tau) = \frac{\langle h(t) \cdot h(t + \tau) \rangle}{\langle h^2 \rangle} \quad (2)$$

donde h es el calado. Para obtener un coeficiente de autocorrelación bien definido se utilizó el ensayo realizado Geometría 0, en la que el agua discurre libre de obstáculos. Se realizó un único ensayo con una frecuencia de registro de la sonda de 1000Hz.

El T_{int} calculado a partir de estos datos con las expresiones (1) y (2) es de 0.03 segundos. Dados estos resultados se adoptó para los sucesivos ensayos una frecuencia de muestreo de 50 Hz.

4.2.1.5 Filtrado de los datos.

A pesar de que el agua entra en la probeta de recogida directamente en el fondo, minimizando las oscilaciones de la lámina de agua, éstas siempre se producen en alguna medida distorsionando las mediciones de la sonda de calado. Para depurar estas pequeñas perturbaciones es necesario realizar un filtrado de los datos que las suavicen sin distorsionar los resultados. El filtrado de datos se llevó a cabo realizando dos medias móviles consecutivas sobre los mismos. Una primera media móvil sobre los datos de calados proporcionados por la sonda y una segunda sobre los valores de caudales calculados a partir de los primeros. Se probaron cinco combinaciones diferentes de periodos de medias móviles en la búsqueda del mejor ajuste posible. Las combinaciones fueron:

- h51 q101: media móvil de periodo 51 sobre los calados, media móvil de periodo 101 sobre los caudales.
- h101 q201: periodo 101 sobre los calados, periodo 201 sobre los caudales.
- h101 q101: periodo 101 sobre los calados, periodo 101 sobre los caudales.
- h51 q201: periodo 51 sobre los calados, periodo 201 sobre los caudales.
- h101 q 151: periodo 101 sobre los calados, periodo 151 sobre los caudales.

En la Figura 17 se aprecia que las diferencias entre los distintos tipos de filtrado no son significativas. Tiene mayor influencia el filtrado sobre los datos de caudales que sobre los datos de calados. A la vista de los resultados el filtrado que más suaviza las oscilaciones sin variar significativamente valores máximos y mínimos ni desplazar los resultados es el h101 q201 y es por tanto el filtrado utilizado en los ensayos posteriores.

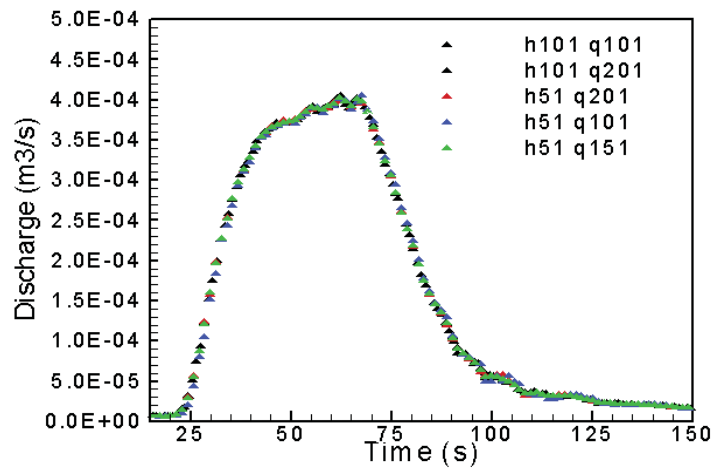
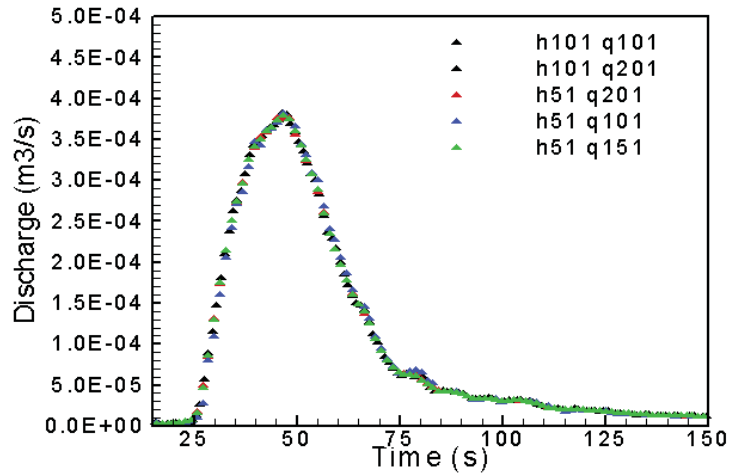


Figura 17. Hidrogramas experimentales para diferentes filtrados.

4.2.2 Ensayos realizados.

Se llevaron a cabo tres campañas experimentales para tres configuraciones diferentes de la cuenca. La primera de un único ensayo, la segunda de 12 ensayos y la tercera de 11 ensayos. Los procedimientos seguidos para cada una de ellas son muy similares y se exponen a continuación.

1. Calibración de la sonda de calado el mismo día de los ensayos. Los coeficientes de correlación (r^2) que se obtuvieron para las diferentes calibraciones variaron entre 0.993 y 0.998.
2. Establecimiento del hietograma del ensayo.

3. Puesta en funcionamiento del equipo de registro de caudales y del sistema hidráulico de difusión de lluvia para los intervalos de tiempo decididos.

4. Después de un tiempo mínimo a partir de que cesa la precipitación de cuatro veces el tiempo de concentración de la cuenca, se procede a vaciar la lámina de agua que pueda quedar retenida en la superficie de la cuenca. Este volumen de agua se vierte en la probeta para contabilizarlo al calcular la intensidad de precipitación del ensayo.

5. Procesado, filtrado de datos y discusión de los resultados obtenidos.

5 VALIDACIÓN EXPERIMENTAL DEL MODELO DE AGUAS SOMERAS APLICADO A PROCESOS DE LLUVIA-ESCORRENTÍA

En este apartado se describe la validación experimental del modelo en geometrías simples de laboratorio, como paso previo a la aplicación más compleja a cuencas hidrográficas reales. Se realizaron dos tests de validación diferentes, uno de carácter unidimensional y otro bidimensional. En el primero se utilizaron los experimentos de Iwagaki (1955) en un canal con tres rampas de pendientes diferentes. El segundo test de validación modela los nuevos ensayos de lluvia-escorrentía realizados en el CITEEC sobre la geometría bidimensional. Esta geometría fue especialmente diseñada para la validación del modelo numérico de escorrentía. En este apartado se presentan algunos de los resultados obtenidos, la totalidad de los resultados de los ensayos se adjuntan en el anejo A1: Resultados numérico-experimentales.

5.1 Validación unidimensional: canal rectilíneo con tres pendientes.

Con el modelo numérico se calculó el hidrograma generado por una precipitación de intensidad no uniforme, sobre una superficie de tres planos sucesivos de diferente pendiente. Los resultados numéricos se compararon con los resultados experimentales de Iwagaki (1955), obtenidos en un canal de aluminio de 24m de largo con tres tramos de igual longitud (8m) pero diferente pendiente (0,020, 0,015 y 0,010, respectivamente, desde aguas arriba a aguas abajo). La intensidad de precipitación en la parte superior, medio e inferior, respectivamente, es de 3890, 2300 y 2880 mm / h (de aguas arriba a aguas abajo). La duración de la lluvia durante tres ensayos experimentales diferentes fueron 10, 20 y 30 segundos. Estas condiciones producen una variación rápida del flujo, ya que los valores más altos de intensidad de precipitación y pendiente se dan en el extremo aguas arriba, mientras que los valores menores en el extremo aguas abajo, produciéndose una onda de choque que se propaga a lo largo del canal (Figura 19).

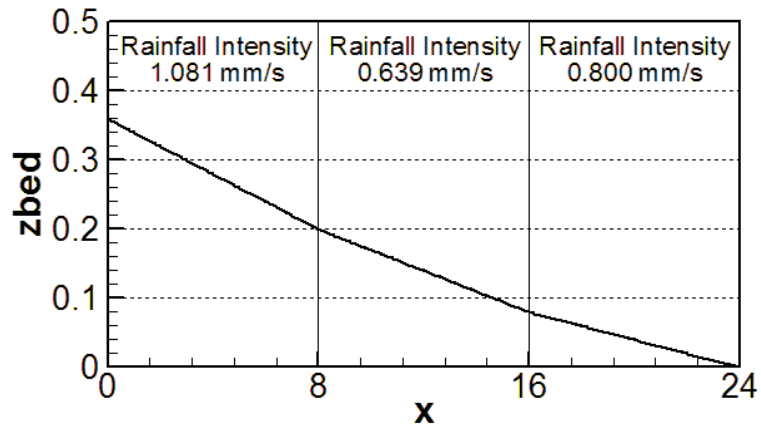


Figura 18: Perfil longitudinal del canal unidimensional.

El tamaño de la malla utilizada en las simulaciones numéricas es $\Delta x = 0,1\text{m}$ (240 elementos a lo largo del canal de 24m). Como en la solución numérica se utiliza una discretización explícita del tiempo, el paso del tiempo se ve limitado por la condición CFL.

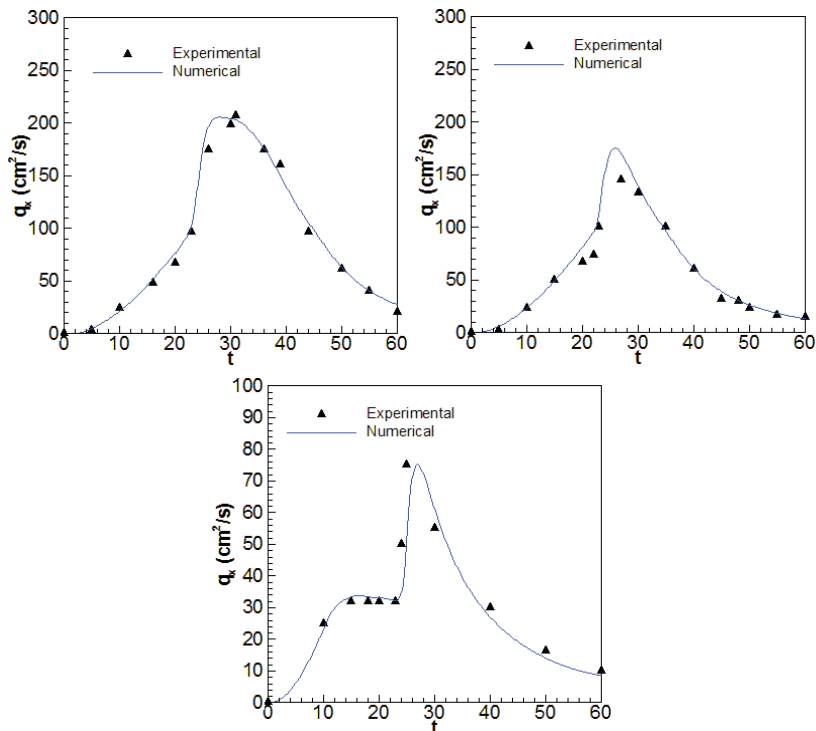


Figura 19: Comparación entre los hidrogramas numéricos y experimentales. Caso1, Caso 2 y Caso 3.

La calibración del coeficiente de fricción de fondo para este test de validación se llevó a cabo con los resultados experimentales del caso1. El coeficiente de Manning que produce un mejor ajuste entre los resultados experimentales y numéricos para ese caso es $n=0.009\text{sm}^{-1/3}$, que es un valor adecuado a la superficie lisa utilizada en los

experimentos de Iwagaki. Este coeficiente de fricción de fondo, obtenido a partir de la calibración del caso 1, se mantuvo en la simulación numérica de los casos 2 y 3, que producen también muy buenos ajustes con los datos experimentales (Figura 19).

En este caso los resultados numéricos son muy sensibles al coeficiente de fricción de fondo, como se muestra en las Figura 20 y Tabla 10. Si la fricción de fondo es demasiado grande el caudal pico se subestima, mientras que si es demasiado bajo el valor del coeficiente de Manning sobrestima notablemente el pico de descarga (Figura 20 y Tabla 10).

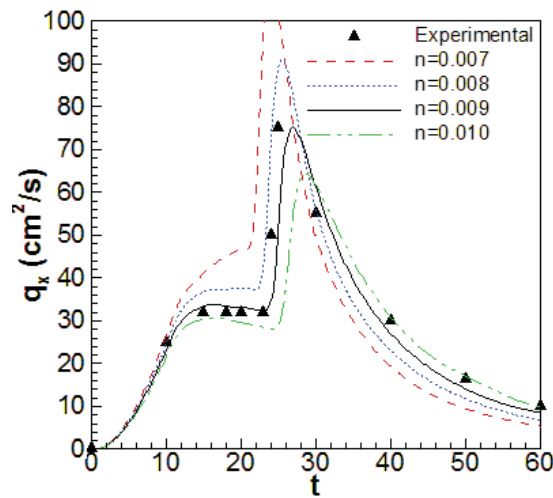


Figura 20: Sensibilidad del modelo numérico al coeficiente de fricción de fondo. Validación unidimensional. Caso 1.

	n=0.10	n=0.50	n=0.008	n=0.009	n=0.010	Experimental
Caudal Punta (cm²/s)	128	107	91	75	64	73
Tiempo Punta (s)	23	24	25	27	29	26

Tabla 10: Sensibilidad del caudal punta al coeficiente de fricción de fondo. Validación unidimensional. Caso1.

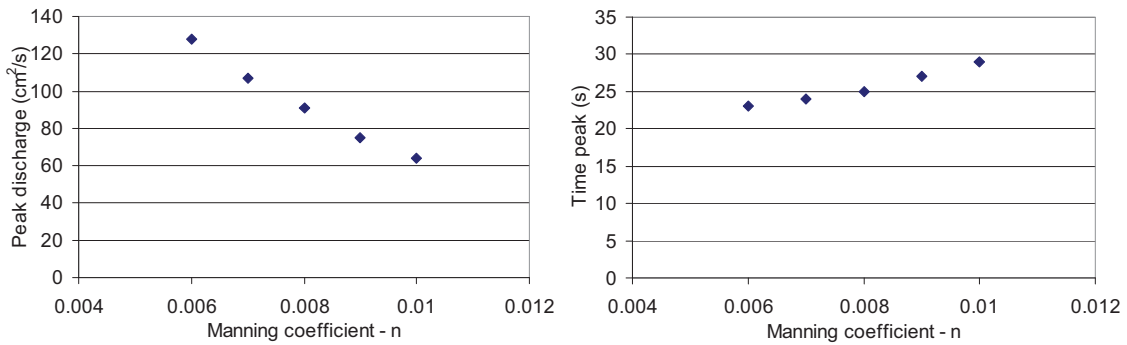


Figura 21: Sensibilidad del caudal punta al coeficiente de fricción de fondo. Validación unidimensional. Caso 1.

5.2 Validación bidimensional: geometría 2D.

En este caso son los hidrogramas de la cuenca bidimensional descrita en el apartado 4.1 los que se utilizan para validar el modelo numérico. Se realizaron tres campañas experimentales para tres geometrías bidimensionales diferentes, cada una de ellas da lugar a flujos de agua más complejos de modelar que la anterior. El coeficiente de Manning adoptado para todos los casos es el mismo que para los experimentos de Iwagaki $n=0.009$, para el que se produce el mejor ajuste. En la validación bidimensional del modelo numérico de aguas someras se utilizaron las dos últimas campañas (Geometrías 1 y 2) mientras que la Geometría 0 se utilizó para la definición de la frecuencia de medición de la sonda de calado (apartado 4.2.1.4).

5.2.1 Geometría 1.

En esta campaña se realizaron doce ensayos (G1C1 a G1C12) sobre la Geometría 1. En los ocho primeros ensayos la precipitación dura un determinado intervalo de tiempo y a partir del momento en que ésta se corta ya no vuelve a empezar (Tabla 6). Los cuatro últimos ensayos, en cambio, tienen un hidrograma algo más complejo, con varios periodos de precipitación alternados con periodos en los que la lluvia es interrumpida (Figura 23). Para estos casos el hidrograma de cálculo se estima mediante el Ajuste 2 en sólo en el primer tramo (antes de la primera interrupción de la precipitación) después se asume que la presión en las tuberías se mantiene, por lo que el desfase inicial es despreciable y la intensidad es directamente la máxima que proporciona el sistema. Las intensidades de precipitación estimadas para cada ensayo se muestran en la Figura 23 y en la Tabla 11.

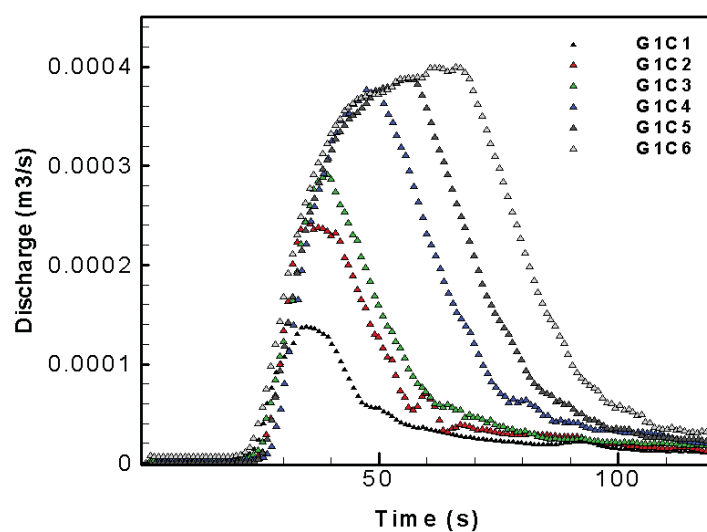


Figura 22. Hidrogramas experimentales Geometría 1.Casos G1C1 al G1C6.

Ensayo	Duración precipitación (s)	Ajuste 1: Imedia (m/s)	Ajuste 2: Imedia (m/s)	Ajuste 2: % Imáx
G1C1	11	315.00	225.36	72
G1C2	15	354.60	281.88	90
G1C3	20	317.52	262.80	84
G1C4	25	341.28	299.16	95
G1C5	30	335.88	303.48	96
G1C6	40	304.20	279.00	89
G1C7	45	316.8	-	-
G1C8	50	321.48	301.32	96

Tabla 11: Duración e intensidad de precipitación de los ensayos G1C1 a G1C8.

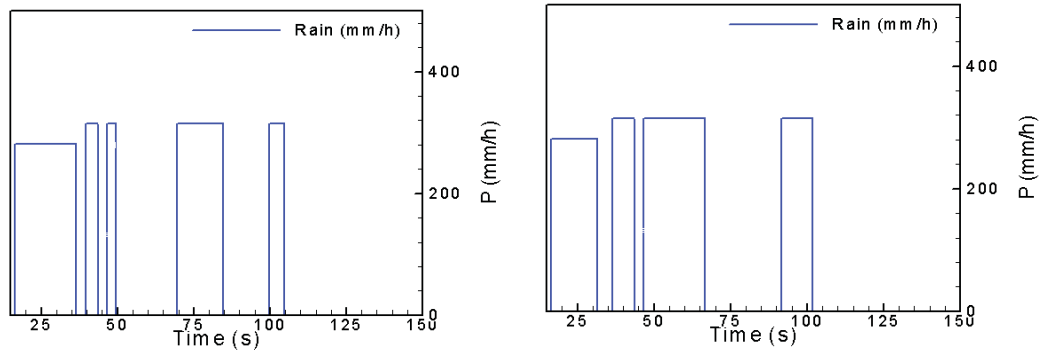


Figura 23. Hietogramas de cálculo de los ensayos G1C9, G1C10, G1C11 y G1C12

La Figura 24 muestra la comparación entre los hidrogramas de salida numérico y experimental. Considerando las diferentes fuentes de incertidumbre en los resultados experimentales que han mencionado anteriormente, el ajuste es muy satisfactorio. La forma del hidrograma se predice bien en todos los casos, aunque pueden existir pequeños errores en la medición de la intensidad de la lluvia ya que esta se hace de manera indirecta a partir del volumen recogido.

Por otro lado la cola de los hidrogramas está algo subestimada por el modelo numérico debido al goteo final que se produce en los ensayos, tiempo durante el cual en el modelo numérico se estima que la precipitación es cero. En el caso G1C9 el primer pico de descarga se produce cuando la lluvia se detiene por primera vez. En ese momento el hidrograma comienza a disminuir. Después de 4 segundos, la lluvia comienza de nuevo, pero el caudal continúa descendiendo durante aproximadamente 6 segundos, y pasa algún tiempo hasta que la nueva entrada de agua llega a la salida. Esto se repite de forma análoga para los casos G1C10, G1C11 y G1C12. Cabe destacar en la Figura 24 la capacidad del modelo para predecir este proceso y el segundo pico de descarga.

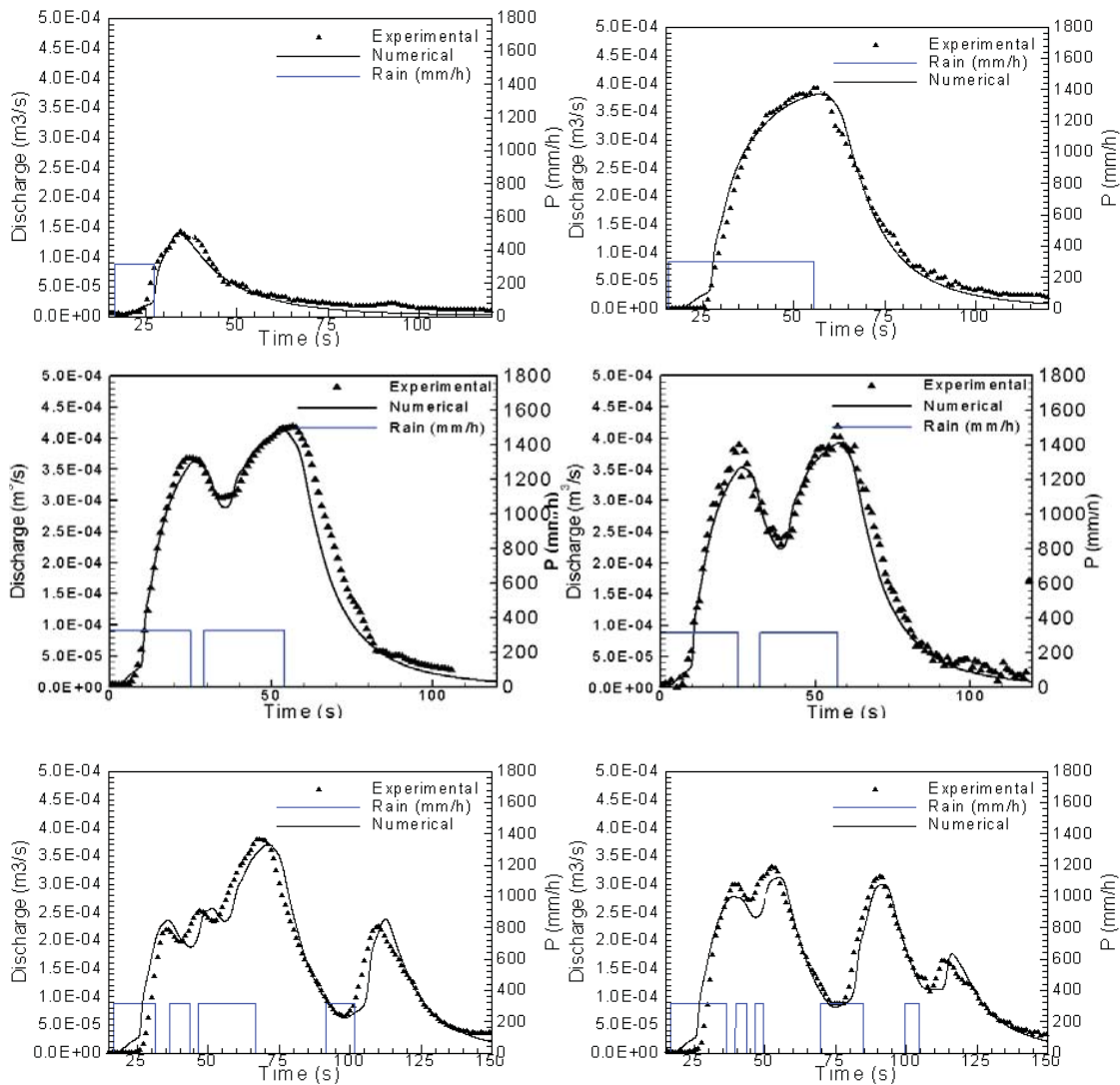


Figura 24. Hidrogramas numérico-experimentales Geometría 1. Casos G1C1, G1C8, G1C9, G1C10, G1C11 y G1C12.

5.2.2 Geometría 2.

La última campaña de ensayos se realizó en la Geometría 2, la más compleja de las utilizadas. Se realizaron 11 ensayos, desde el caso 2C1 al 2C11. En este apartado se presentan algunos de los resultados experimentales obtenidos en estos ensayos. A la fecha de entrega de este proyecto no se tienen resultados numéricos para estos casos, sin embargo se está trabajando en ellos para una futura comparación entre resultados numéricos y experimentales. Los ensayos realizados y la duración de los fenómenos de precipitación de cada caso se presenta en. Para lo tres últimos casos los guiones separan los intervalos en los que llueve de aquellos en los que la lluvia es interrumpida.

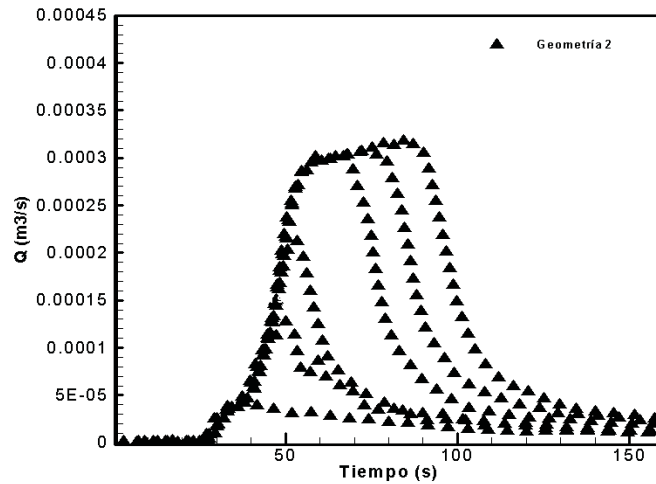


Figura 25. Hidrogramas experimentales Geometría 2. Casos G2C1(menor) al G2C8 (mayor).

Ensayo	Duración precipitación (s)
G2C1	20
G2C2	25
G2C3	30
G2C4	40
G2C5	50
G2C6	60
G2C7	70

Tabla 12. Duración de la precipitación de la tercera campaña de ensayos.

En la Figura 26 se muestra la comparación entre los hidrogramas obtenidos para un mismo fenómeno de precipitación en las Geometrías 1 y 2. Se observa que los hidrogramas son mucho más tendidos para la segunda geometría. Esto es debido a que la Geometría 2 tiene mayor capacidad de embalsamiento y de retención, hasta que el agua no rebosa en las tres barreras rebasables una parte del agua que cae sobre la cuenca queda permanentemente retenida en la misma por lo que tanto los caudales de descarga como el volumen del hidrograma son mucho menores. Además aún cuando el agua rebasa las barreras sin dificultad, la disposición de obstáculos de la cuenca hace que agua a distancias similares a la salida no tarde el mismo tiempo en llegar a esta, los flujos son más lentos, el hidrograma más tendido y los caudales punta menores. Además los caudales punta se producen más tarde para la Geometría 2.

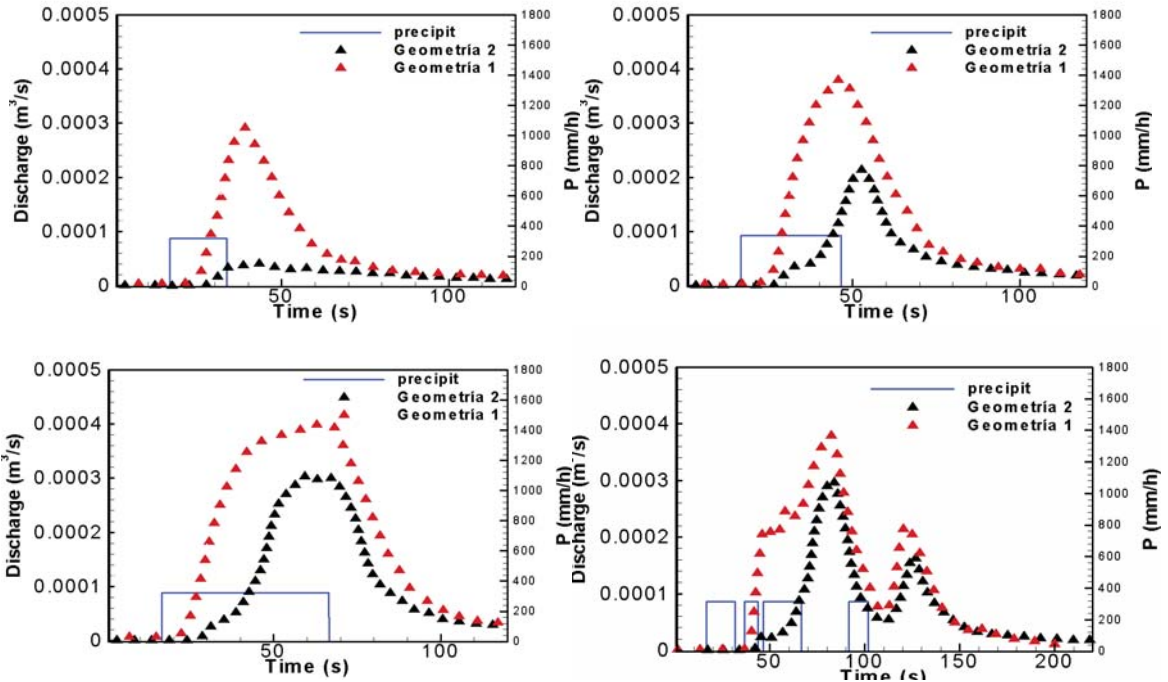


Figura 26. Comparación entre los hidrogramas de la Geometría 1 con los de la Geometría 2 para un mismo fenómeno de precipitación.

6 APLICACIÓN A LA CUENCA PILOTO DEL RÍO MAIOR (ESTEIRO).

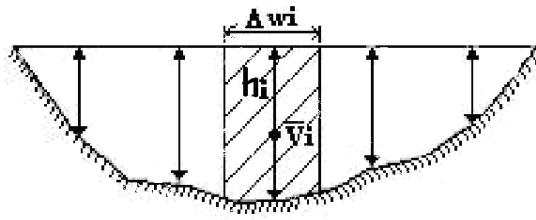
El trabajo expuesto hasta ahora busca iniciar la validación de esta aplicación hidrológica de un modelo 2D a casos más complejos, como la aplicación en cuencas reales pequeñas (<100km²) y de flujo subterráneo despreciable (tormentas intensas y de corta duración o flash flood). En esta sección se presenta la aplicación del modelo bidimensional de aguas someras a una cuenca hidrográfica real de aproximadamente 5 km² de superficie situada en Esteiro, municipio de Muros (A Coruña).

Para la validación del modelo 2D-SWE en este tipo de casos es necesario tener mediciones reales de caudales de cuenca para su comparación con los resultados numéricos. En la actualidad se está realizando una campaña de campo con el objetivo de obtener la curva de gasto del Río Maior, que relacione datos de calados con los caudales del río. La curva de gasto se obtiene a partir del levantamiento en campo de la batimetría del río y de diversos aforos espaciados en el tiempo. La muestra de caudales no sólo debe de ser lo suficientemente amplia si no que debe abarcar el mayor rango posible de caudales que se dan en el río, para mayor utilidad de la futura curva de gasto. Para el aforo de caudales se utiliza la batimetría levantada y un molinete que registra las velocidades en cada una de las secciones definidas. El caudal en una sección transversal de área A viene dado por la expresión:

$$Q = \iint_A V \cdot dA$$

en donde la integral se aproxima sumando los caudales incrementales calculados para cada medición i , $i = 1, 2, \dots, n$, de velocidad V_i y calado h_i . Las mediciones representan valores promedio a lo largo de un ancho del cauce Δw_i , luego el caudal se calcula como:

$$Q = \sum_{i=1}^n V_i \cdot h_i \cdot \Delta w_i$$



A partir de los datos de campo se podrán calibrar los parámetros del modelo numérico para este caso, y estudiar la validación de este tipo de modelos para cuencas pequeñas. Casi la mitad de la superficie de la cuenca ardió durante uno de los incendios del verano del 2006. Este aspecto, que caracteriza la cuenca de estudio, dará resultados de cómo influye que una zona ardiera en un incendio tanto en términos de parámetro de fricción de fondo, infiltración... una vez se hallan calibrado los parámetros de el modelo para este caso y para otros similares con el cual compararlo.



Figura 27. Cuenca de estudio. Foto aérea con la cuenca delimitada en rojo (arriba) y vista desde la Ría de Muros y Noia (abajo). Fuentes: Google Earth y propia.

A la fecha de entrega de este proyecto los datos de campo para la comparación con los cálculos numéricos todavía no están disponibles. Sin embargo se está realizando una campaña de campo con el fin de obtener datos de intensidades de precipitación y de caudales, que se utilizarán para calibrar y validar el modelo numérico.

6.1 Descripción de la cuenca.

La cuenca de estudio se encuentra en el municipio de Muros, a unos 3km de la costa. El cauce del Río Maior confluye con otro hasta su desembocadura en la Ría de Muros y Noia. El lecho de la cuenca está compuesto principalmente de granito fracturado con abundante vegetación (eucaliptos, árboles de hoja caduca, matorrales y arbustos). El terreno es muy empinado, siendo la pendiente media de alrededor del 35% (20 grados). Para la realización de este trabajo se ha contado con un Modelo Digital del Terreno (MDT) de la zona de estudio que representa la distribución espacial de las cotas del terreno de la región de estudio (Figura 28).

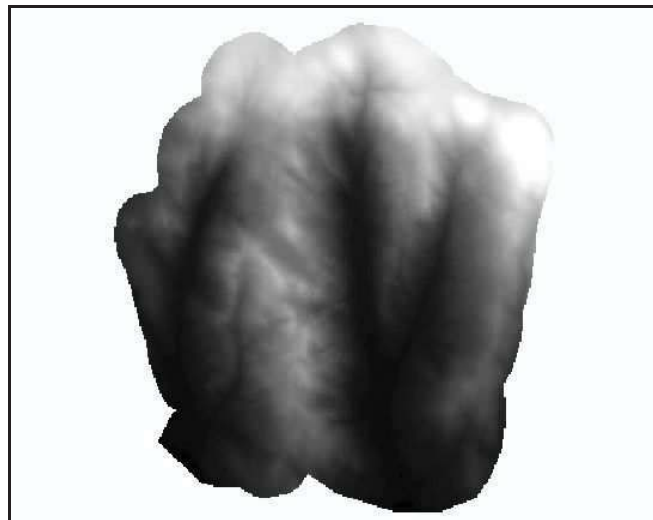


Figura 28. Visualización en GIS del MDT.



Figura 29. Cauze principal de la cuenca.

6.2 Aplicación del modelo numérico a la cuenca.

Para elección del tamaño de la malla de cálculo de la cuenca se realizó un análisis de convergencia en malla, utilizando para ello tres mallas con tres tamaños de celdas diferentes: la primera (malla1) con 4111 celdas y un tamaño medio de celda de 1192 m^2 , la segunda (malla2) con 16444 celdas de 304 m^2 de tamaño medio y la tercera (malla3) con 19492 elementos de 256 m^2 de superficie media. Los resultados obtenidos para las tres mallas (Figura 30) son prácticamente idénticos. Por lo tanto se escogió la malla1 (Figura 31) como malla de cálculo (4111 celdas no estructuradas en una superficie de $4,9 \text{ Km}^2$) ya que el tiempo de cálculo para este caso es mucho menor. Los errores introducidos debido a la incertidumbre de los datos hidrológicos (precipitación, infiltración, vegetación...), a la resolución del MDT y a las simplificaciones asumidas en los diferentes términos de las 2D-SWE son más importantes que las diferencias en los resultados obtenidos con las tres mallas.

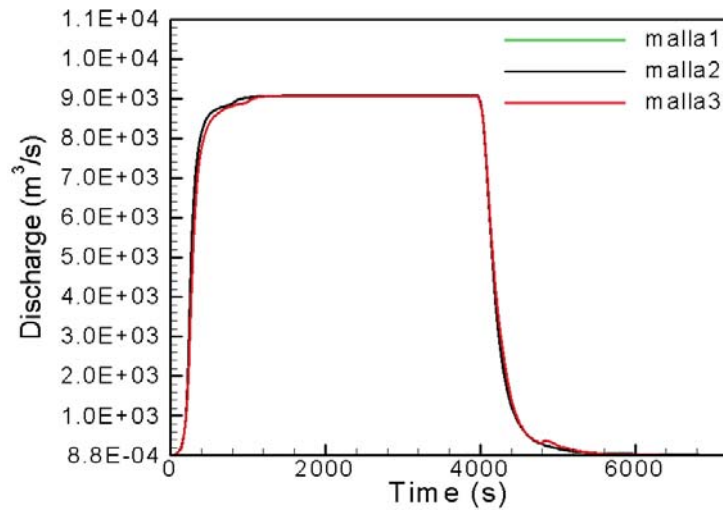


Figura 30. Hidrogramas de caudales para las tres mallas de cálculo.

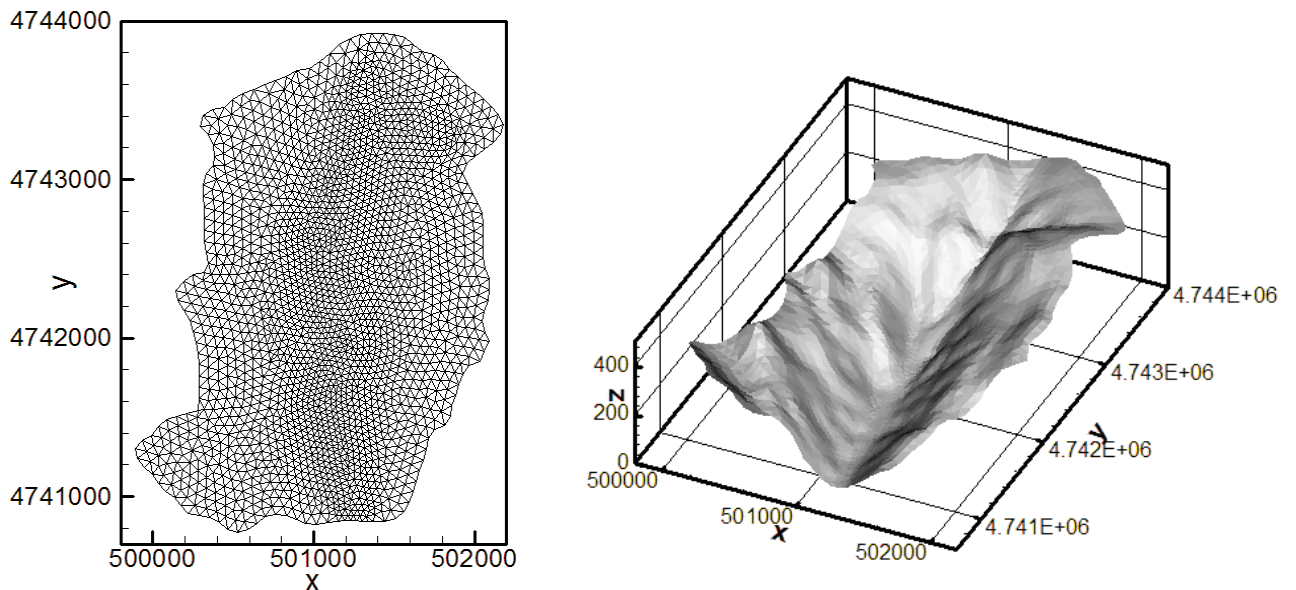


Figura 31: Modelización numérica de la cuenca de Esteiro. Malla numérica (izquierda) y vista tridimensional (derecha).

Los cálculos comienzan con toda la cuenca seca como condición inicial. La única condición de contorno impuesta es que el gradiente del calado sea igual a cero en el contorno de salida, que se sitúa en la parte sur de la cuenca en el cauce principal. El valor de la intensidad de precipitación se calculó para un periodo de retorno de 500 años. Para estimar la tormenta de periodo de retorno de 500 años se utilizó el método descrito en la publicación del Ministerio de Fomento “Máximas Lluvias en la España Peninsular” (1999) (apartado 2.3) para obtener la precipitación máxima diaria y a partir de ella y con

la utilización de las correspondientes curvas IDF y del Método de los Bloques Alternados se obtuvo el hietograma de tormenta de cálculo.

Por tanto siguiendo el método descrito en la página 16 se obtuvieron los siguientes valores: coeficiente de variación $C_v = 0,35-0,37$; valor medio de la máxima precipitación diaria anual $P = 90$ mm/día; cuantil regional $Y_t = 2,953$; y precipitación máxima diaria correspondiente al periodo de retorno de 500 años $P_d = 265,77$ mm.

Con este valor de precipitación máxima diaria se obtiene el valor de intensidad media máxima diaria I_d :

$$I_d = (P_d/24) = 11,07 \text{ mm/h}$$

A partir del valor de la intensidad media máxima diaria se puede estimar utilizando la familia de curvas IDF y el Método de los Bloques Alternados (ver apartado 2.3) el hietograma de tormenta. En este caso se ha utilizado una tormenta de 12 horas de duración.

Tiempo bloque (min)	I_t (mm/h)		P (mm)		Precip. Bloque (mm)		Intensidad Bloque (mm/h)		Intensidad Bloque (m/s)	
	T=100	T=500	T=100	T=500	T=100	T=500	T=100	T=500	T=100	T=500
10	1.62E+02	2.10E+02	2.70E+01	3.50E+01	2.70E+01	3.50E+01	1.62E+02	2.10E+02	1.08E-05	1.40E-05
20	1.18E+02	1.53E+02	3.94E+01	5.10E+01	1.24E+01	1.60E+01	7.43E+01	9.62E+01	1.53E-05	1.99E-05
30	9.73E+01	1.26E+02	4.86E+01	6.30E+01	9.24E+00	1.20E+01	5.54E+01	7.17E+01	4.50E-05	5.82E-05
40	8.43E+01	1.09E+02	5.62E+01	7.28E+01	7.56E+00	9.78E+00	4.54E+01	5.87E+01	2.01E-05	2.67E-05
50	7.52E+01	9.74E+01	6.27E+01	8.12E+01	6.49E+00	8.41E+00	3.89E+01	5.04E+01	1.25E-05	1.63E-05
60	6.84E+01	8.86E+01	6.84E+01	8.86E+01	5.72E+00	7.40E+00	3.43E+01	4.44E+01	9.52E-06	1.23E-05
90	5.50E+01	7.12E+01	8.25E+01	1.07E+02	1.41E+01	1.83E+01	2.83E+01	3.66E+01	7.85E-06	1.02E-05
120	4.69E+01	6.07E+01	9.38E+01	1.21E+02	1.13E+01	1.46E+01	2.25E+01	2.92E+01	6.26E-06	8.10E-06
180	3.71E+01	4.81E+01	1.11E+02	1.44E+02	1.76E+01	2.28E+01	1.76E+01	2.28E+01	4.89E-06	6.34E-06
240	3.13E+01	4.05E+01	1.25E+02	1.62E+02	1.37E+01	1.78E+01	1.37E+01	1.78E+01	3.82E-06	4.94E-06
360	2.44E+01	3.16E+01	1.46E+02	1.89E+02	2.11E+01	2.73E+01	1.05E+01	1.37E+01	2.93E-06	3.79E-06
480	2.03E+01	2.63E+01	1.62E+02	2.10E+02	1.61E+01	2.07E+01	8.05E+00	1.04E+01	2.24E-06	2.88E-06
600	1.75E+01	2.27E+01	1.75E+02	2.27E+02	1.30E+01	1.68E+01	6.49E+00	8.41E+00	1.80E-06	2.34E-06
720	1.55E+01	2.01E+01	1.86E+02	2.41E+02	1.09E+01	1.42E+01	5.47E+00	7.09E+00	1.52E-06	1.97E-06

Tabla 13. Estimación del hietograma de tormenta según el Método de los Bloques Alternados.

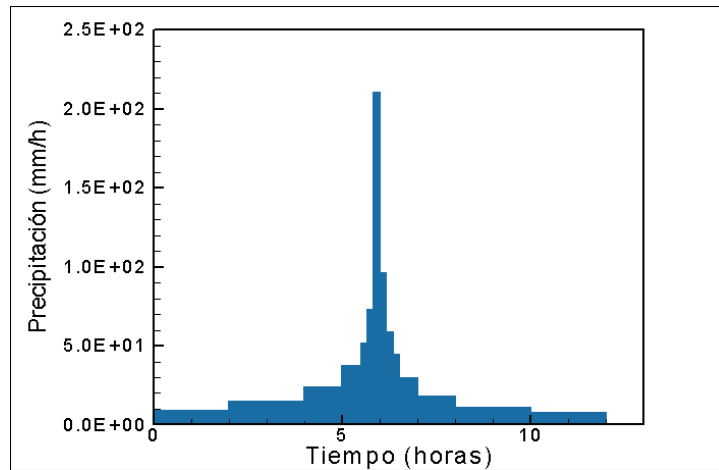


Figura 32. Hietograma de cálculo. Duración de la tormenta 12h y T=500años.

En una tormenta real la lluvia no se distribuye de forma uniforme en el espacio. Para probar la sensibilidad de los resultados a esta fuente de incertidumbre se modelaron tres fenómenos diferentes de precipitación en los que el volumen total de agua que cae sobre la cuenca es idéntico, pero no la manera en la que se distribuye especialmente sobre la misma. En los cuatro casos modelados la intensidad de precipitación en cada punto de la cuenca se distribuye de manera aleatoria, de forma que el volumen total de agua es el mismo en todos los casos, pero la varianza de la distribución de la precipitación en el espacio es diferente. Se distribuyeron por la cuenca intensidades de precipitación que comprenden desde el 160% hasta el 40% del valor medio considerado. Los dos primeros casos se modelaron para fluctuaciones a pequeña escala en el espacio. Es decir, se tratan de dos casos en los que, aunque la intensidad varía ampliamente de un punto a otro, si dividimos la cuenca en pequeñas subáreas cada una de ellas tiende al valor medio de precipitación. Se puede decir que existe una uniformidad a “macro escala”. Los dos últimos casos sin embargo proporcionan menos uniformidad a “macro escala” pues si dividimos la cuenca en pequeñas subáreas siguen existiendo variaciones significativas entre unas y otras. En estos dos últimos lo que se ha hecho es definir 93 puntos a los que se les atribuyó de manera aleatoria los valores de precipitación de entre un 160% y un 40% de la intensidad media en la cuenca. Estos 93 puntos se interpolan para el resto de la cuenca obteniendo una homogeneidad menor. Las varianzas obtenidas para cada uno de los casos son de $v = 0.081, 0.328, 0.055$ y 0.125 .

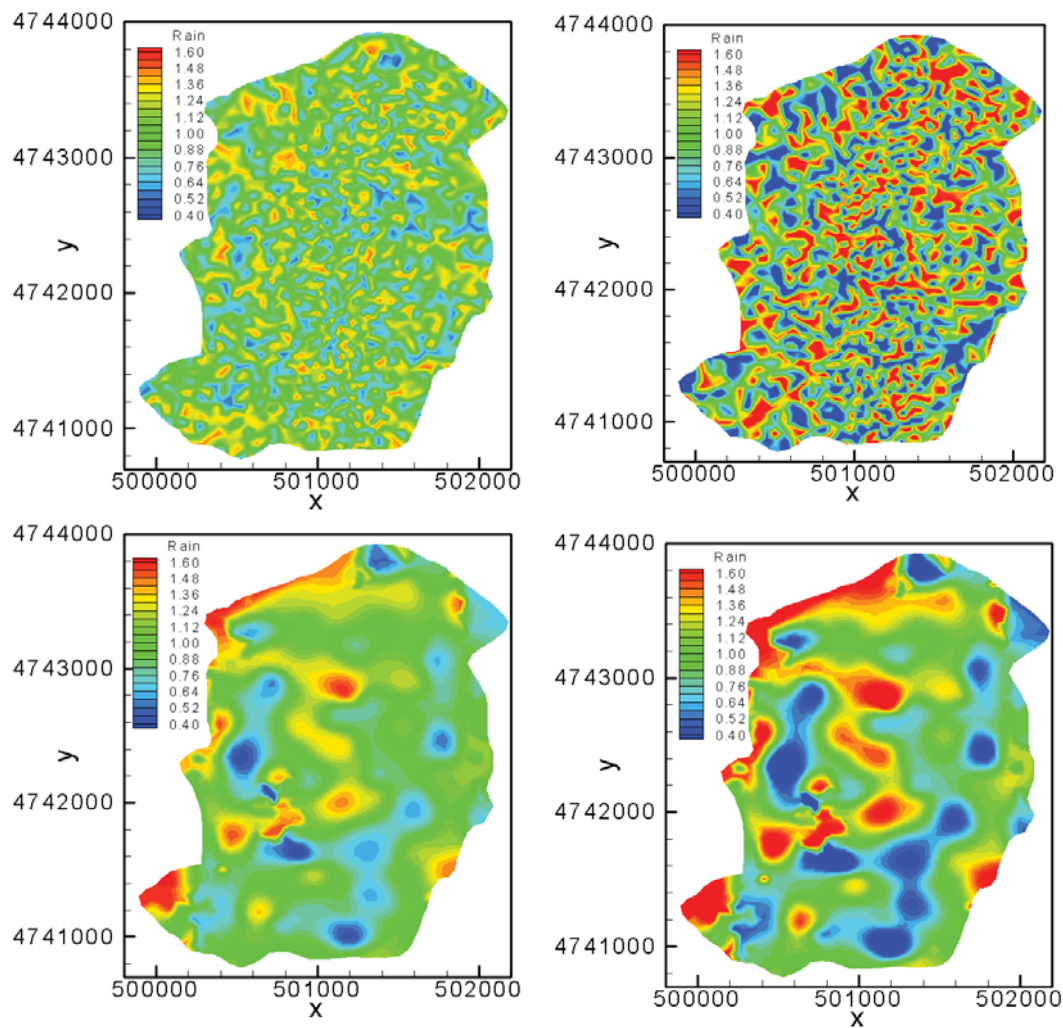


Figura 33. Distribución espacial de la precipitación. Valores de las varianzas de izquierda a derecha y de arriba a abajo: $v = 0.081, 0.328, 0.055, 0.125$.

Se obtuvieron los hidrogramas de salida para las distribuciones espaciales anteriores y para dos valores del coeficiente de Manning diferentes $n = 0.5$ y $n = 1.0$. A la vista de los resultados se aprecia que los resultados son prácticamente idénticos para las cuatro distribuciones de precipitación sin embargo si es significativa la variación del hidrograma con respecto al coeficiente de fricción de fondo.

	Varianza con N=93 puntos	Varianza con N=2126 puntos	Lint (m)	Tipo de heterogeneidad
P1	3.54E-03	8.10E-02	2.30	a pequeña escala
P2	1.43E-02	3.28E-01		a pequeña escala
P3	2.30E-02	5.50E-02	52.69	a macro escala
P4	7.90E-02	1.25E-01		a macro escala

Tabla 14. Eventos de precipitación. Varianzas de las distribuciones y escala de la heterogeneidad.

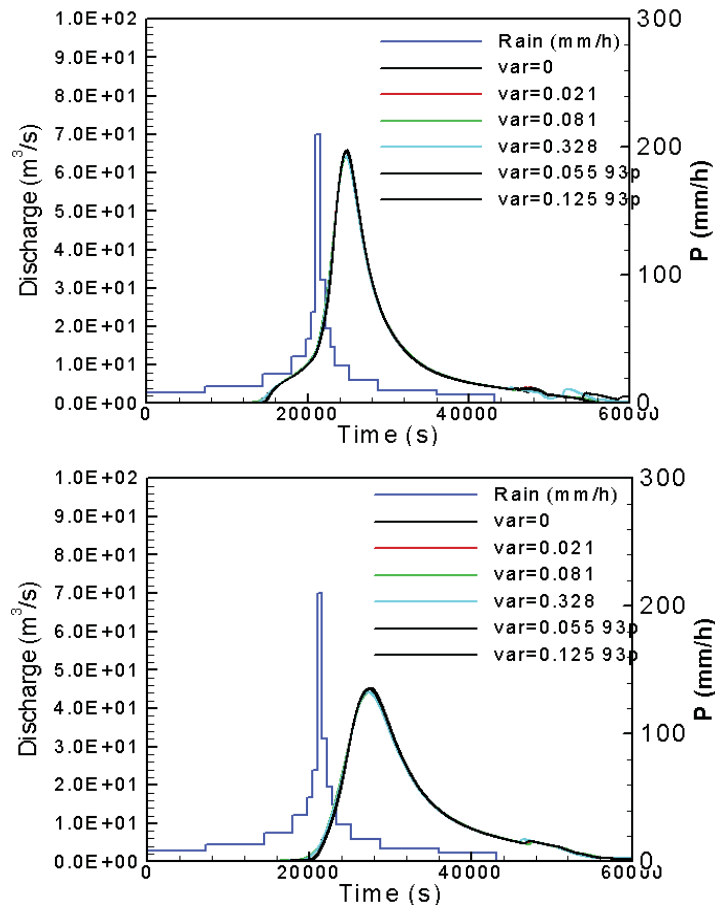


Figura 34. Hidrogramas calculados en la cuenca de Esteiro para los diferentes eventos de precipitación. Manning $n=0.50$ (arriba) y $n=1.00$ (abajo).

Con el fin de comprobar la sensibilidad al coeficiente de fricción del fondo, se han utilizado tres coeficientes de Manning diferentes en las simulaciones: $n=0.10$, 0.50 y 1.00 (Figura 35). Estos valores, especialmente el último, podrían parecer sumamente altos pero hay que observar que, en la mayor parte de la cuenca, estamos trabajando con calados de agua del orden de centímetros, sobre una superficie rugosa principalmente compuesta de roca y arbustos. Por lo tanto, como se explica en el apartado 3 en todas estas regiones el coeficiente de Manning debe ser considerado sólo como un parámetro a calibrar que se utiliza para caracterizar todos los efectos de fricción de micro-rugosidad sobre el agua de escorrentía. Cabe destacar la elección de la fórmula de Manning para caracterizar los efectos de fricción es prácticamente arbitraria, otras formulaciones pueden ser utilizadas o propuestas para esta aplicación de las ecuaciones de aguas someras. Se han realizado simulaciones con infiltración y sin infiltración. Los parámetros de la formulación de Green-Ampt se han calculado a partir de valores típicos en Galicia, para un suelo de granito fracturado: permeabilidad $k_s = 10^{-6} \text{ m/s}$, porosidad $\phi = 0,01$, y succión $\psi = 0,1 \text{ m}$.

La sensibilidad de los resultados numéricos al coeficiente de fricción de fondo es alta (Tabla 15 y Figura 16). Mientras que la infiltración disminuye ligeramente el pico de descarga, pero no cambia significativamente el tiempo de llegada, un aumento en el coeficiente de fricción de fondo disminuye considerablemente el caudal pico de descarga, retrasando, al mismo tiempo, su hora de llegada. El coeficiente de fricción de fondo será calibrado con los datos experimentales de una campaña de campo que se está realizando actualmente.

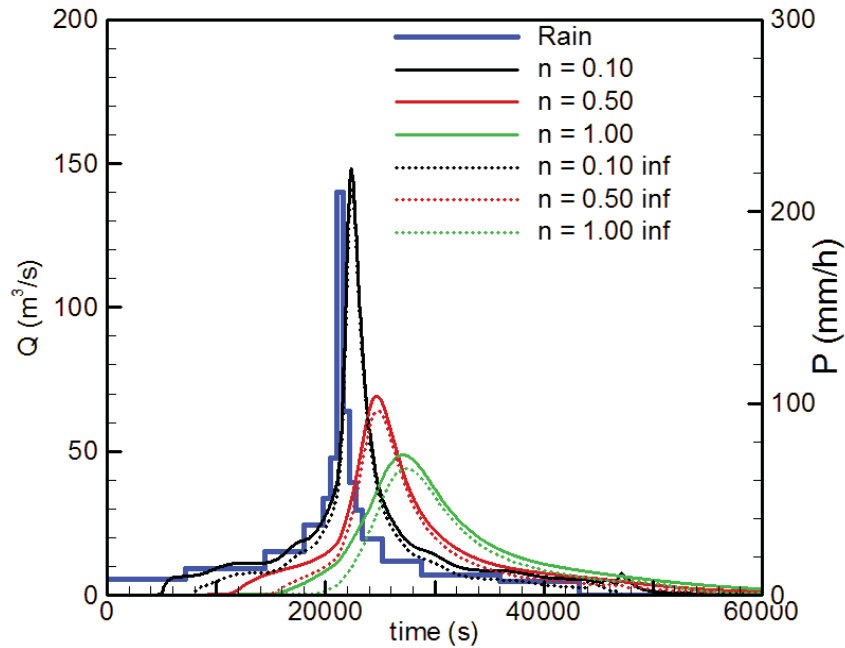


Figura 35. Hietograma con T=500 años e hidrogramas para diferentes valores de coeficiente de fricción de fondo, con y sin infiltración.

	Caudal Punta (m^3/s)			Tiempo Punta (h)		
	n=0.10	n=0.50	n=1.00	n=0.10	n=0.50	n=1.00
Sin infiltración	148	69	49	6.2	6.9	7.5
Infiltración	142	64	44	6.2	6.9	7.6

Tabla 15. Sensibilidad del caudal punta al coeficiente de fricción de fondo y a la infiltración en la cuenca de estudio.

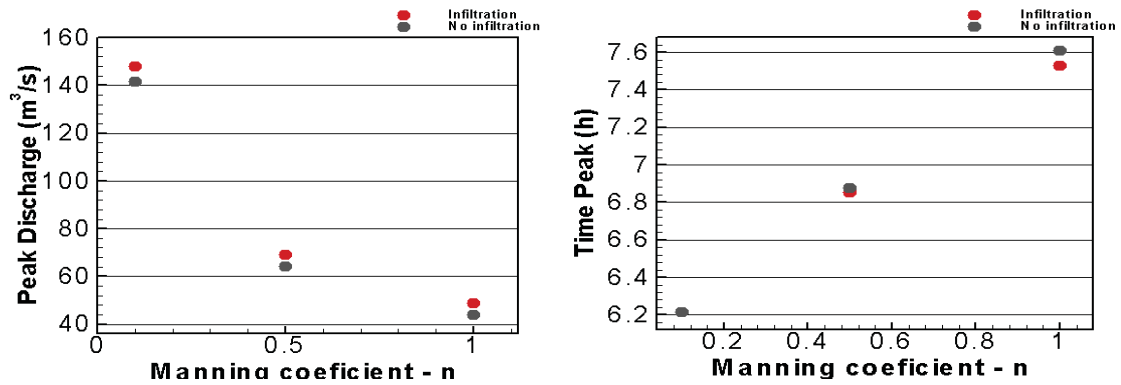


Figura 36. Sensibilidad del caudal punta al coeficiente de fricción de fondo y a la infiltración en la cuenca de estudio.

Como se explica en el apartado 3 debido a la alta intensidad y a la corta duración de las tormentas consideradas (Figura 32), otras pérdidas como la evapotranspiración, la interceptación por la vegetación y la retención de suelo no son significativas en este caso y no tienen que ser consideradas en los cálculos. En cualquier caso, todas estas pérdidas ocurrirían al principio del hidrograma y no afectarían la descarga máxima.

Con la malla utilizada en este caso y la intensidad de precipitación, el modelo funciona muy rápido (tarda aproximadamente 1 minuto de tiempo computacional en un ordenador personal para calcular 3 horas de tiempo real). Por lo tanto, con la actual capacidad de computación podría ser posible utilizar este tipo de modelos de tiempo real rápido de previsión de inundaciones en pequeñas y medianas cuencas hidrográficas. Sin embargo, aún es necesaria la validación del modelo con datos de campo en las cuencas de diferentes tamaños con diferentes tipos de terreno a fin de verificar la exactitud de los hidrogramas.

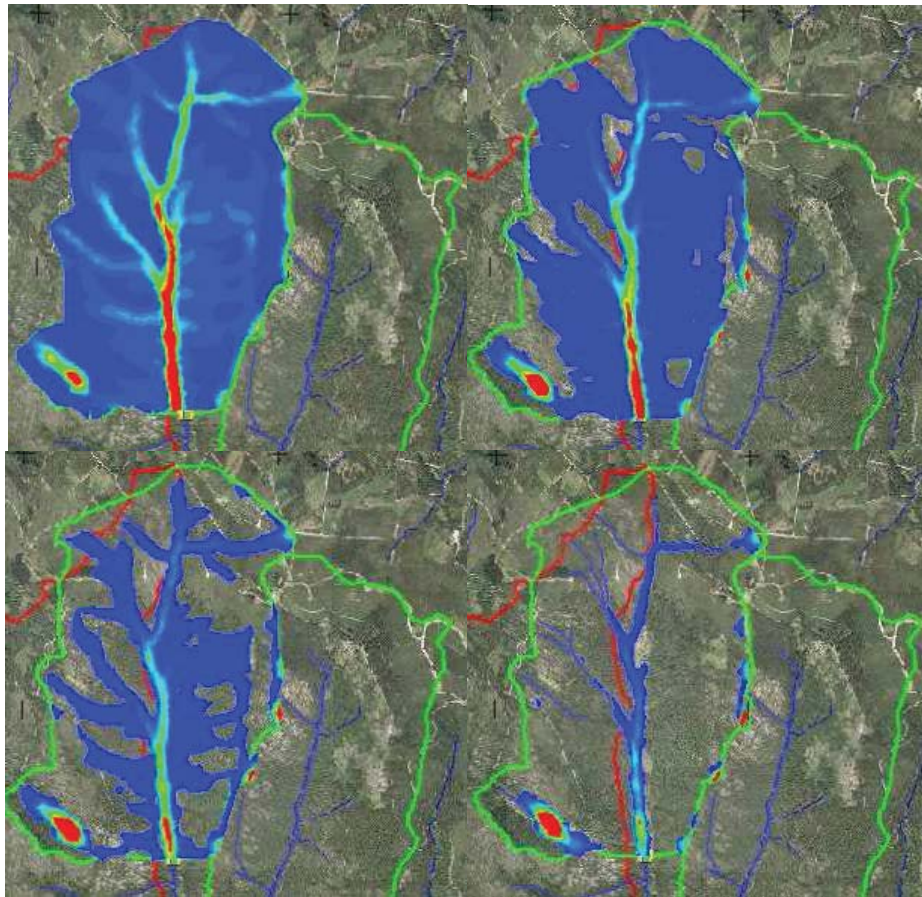


Figura 37. Secuencia de drenaje en la cuenca de la cuenca del Río Maior una vez ha cesado la precipitación.

Con la malla usada en este caso y las intensidades de precipitación, el modelo realiza los cálculos en muy poco tiempo (aproximadamente 1 minuto de tiempo de cálculo en un ordenador personal para calcular 3 horas de tiempo real). Por lo tanto, con las capacidades de ordenador presentes sería posible usar esta clase de modelos para el pronóstico en tiempo real de tormentas intensas y de corta duración (flash flood) en cuencas pequeñas y medias.

Sin embargo, la validación de los modelos con datos de campañas en cuencas hidrográficas de tamaño diferente con distintos tipos de terreno todavía es necesaria para verificar la exactitud de los hidrogramas calculados.

A falta de datos de campo reales se ha hecho una comparación entre diferentes métodos de cálculo de caudales punta de avenidas (apartado) para su comparación con los resultados obtenidos con el modelo. Se observa que existen notables discrepancias en la comparación entre los resultados obtenidos entre las formulaciones empíricas más

sencillas (sólo tienen en cuenta el área de la cuenca) y el modelo numérico. Este tipo de formulaciones sólo es apto para dar una primera aproximación de escasa precisión por lo que estas discrepancias eran de esperar y no aportan conclusiones relevantes en cuanto a la precisión de los resultados del modelo numérico. Sin embargo, a falta de la calibración de los parámetros del modelo para este caso, sí podemos observar para formulaciones algo más complejas y modelos hidrológicos convencionales sí se aprecia cierta tendencia que los valores entran dentro de cierto rango.

	T=500
SANTI	110.7
GETE-ONCINS	104.44
TÉMEZ	70.87
ÁBACOS CEDEX	42.75
RACIONAL	88.6
HMS	35.4
TURBILLON	44-148

Tabla 16. Comparación de caudales punta con diferentes formulaciones.

En la

Tabla 16 se comparan los caudales punta para la avenida de 500 años obtenidos mediante las diferentes formulaciones expuestas en el apartado 1 así como con el modelo hidrológico HMS y el modelo de aguas someras Turbillon. Como puede observarse la dispersión entre resultados es grande, sin embargo una de las ventajas de utilizar un modelo hidrológico es la posibilidad de calibrar los parámetros del modelo a las características de diferentes cuencas, siendo más flexible que otros métodos. En este proceso de calibración es conveniente trabajar con modelos que utilicen un número reducido de parámetros y que estos se puedan relacionar con las características físicas de la cuenca estudiada.

7 CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE DESARROLLO

En este trabajo se han presentado los primeros resultados de una línea de investigación en la que se estudia la posibilidad de aplicar un modelo bidimensional de aguas someras a la simulación de procesos de lluvia-escorrentía, con el objetivo de obtener una aplicación que permita la previsión de inundaciones generadas por tormentas intensas en cuencas pequeñas. Se presentan resultados experimentales de transformación lluvia-escorrentía obtenidos en laboratorio, la validación del modelo numérico de aguas someras a partir de dichos datos experimentales, y la aplicación del modelo a una cuenca rural de aproximadamente 5Km².

La validación experimental del modelo en geometrías simples de laboratorio unidimensionales y bidimensionales es alentadora. El modelo predice de forma precisa no sólo la magnitud del caudal pico y el instante de tiempo en que se produce, sino también la forma del hidrograma generado para diferentes eventos de precipitación. El ajuste numérico-experimental es muy satisfactorio, utilizando un único parámetro de calibración: el coeficiente de Manning. Además, el coeficiente de Manning que mejor se adapta a los datos experimentales es un valor razonable para las superficies lisas que se han utilizado en todos los experimentos, lo cual simplifica notablemente el proceso de calibración. En esta línea de trabajo se desarrollaran futuras campañas experimentales de ensayos con diferentes rugosidades de la superficie de la cuenca, con el fin de analizar el valor del coeficiente de rozamiento que mejor modela cada superficie, y analizar el grado de validez de la formula de Manning para este tipo de aplicaciones.

Tanto en las geometrías de laboratorio como en la cuenca rural se ha comprobado que los hidrogramas generados para distintos hietogramas de cálculo son muy poco sensibles a la distribución espacial de la precipitación, siendo las características más importantes para definir la tormenta de cálculo el volumen total de lluvia y su distribución temporal. Aunque esta observación no es directamente extrapolable de forma generalizada a otras geometrías o cuencas, sí que está en concordancia con observaciones de otros investigadores en cuencas reales. Este hecho simplifica de forma notable el estudio hidrológico de avenidas, tanto a nivel experimental como numérico, disminuyendo así mismo la casuística a considerar en un estudio hidrológico. Desde el punto de vista experimental permite simplificar enormemente la metodología y el montaje experimental, al no ser necesario generar una lluvia completamente homogénea en el espacio. Desde el punto de vista numérico es igualmente importante, ya que si bien los

modelos numéricos permiten la definición de una precipitación no homogénea en el espacio, raramente se dispone de suficientes datos pluviométricos como para definir de forma precisa la distribución espacial del hietograma de diseño.

Dos de los procesos más significantivos en la generación y propagación de la escorrentía superficial son la infiltración y la fricción del terreno. Ambos fenómenos son complejos y difíciles de cuantificar de forma precisa. En los casos estudiados en este proyecto se ha comprobado que los resultados son bastante sensibles a la parametrización de la infiltración y de la fricción de fondo. La infiltración influye en la determinación de la lluvia neta que interviene en la generación de escorrentía superficial, y por lo tanto su determinación es importante para en el cálculo del volumen total de precipitación. La parametrización de la infiltración puede simplificarse en casos en los que el suelo sea muy impermeable o se encuentre casi saturado al comienzo de la tormenta. En dichos casos la tasa de infiltración es pequeña, y por lo tanto su influencia en los resultados también lo es. Respecto a la fricción del fondo, independientemente de qué formulación se utilice en el modelo numérico (Manning, Keulegan, Chezy, ...), el coeficiente de fricción en este tipo de aplicación debe considerarse sólo como un parámetro a calibrar, que se utiliza únicamente para caracterizar todos los efectos de la micro-topografía sobre el agua de escorrentía. Por lo tanto los valores adoptados podrán ser en general muy diferentes a los comúnmente utilizados en ingeniería fluvial. En este sentido se podrían proponer otras formulaciones o formas de tener en cuenta dichos efectos. En cualquier caso, todavía se necesita una mayor validación numérico-experimental con datos de escorrentía superficial en cuencas reales para calibrar los coeficiente de fricción de fondo.

Desde un punto de vista numérico es factible la aplicación de un modelo de aguas someras bidimensional a una cuenca real pequeña. Los cálculos numéricos son estables y lo suficientemente rápidos como para permitir la aplicación de este tipo de modelos a la previsión y gestión de fenómenos de inundación en tiempo real y en cuencas más complejas. Respecto a la precisión de los resultados, con las mediciones de campo que se están realizando en la actualidad en la cuenca de Esteiro se podrán validar las predicciones numéricas.

En la actualidad se está iniciando una nueva línea de trabajo de análisis de la capacidad de las redes neuronales y la inteligencia artificial para el cálculo hidrológico de procesos de lluvia-escorrentía. Se están utilizando tanto los resultados experimentales

obtenidos en la cuenca bidimensional, como resultados numéricos para entrenar una red neuronal y un programa de algoritmos genéticos. El objetivo es estudiar las necesidades de entrenamiento de estas dos herramientas para este tipo de aplicaciones, así como el grado de ajuste con resultados experimentales y del modelo numérico. Esta línea de investigación se ha iniciado recientemente y, aunque los resultados obtenidos hasta el momento son satisfactorios, estos son escasos, y por lo tanto no se han presentado en este informe.

Dentro del marco del trabajo realizado en este proyecto, próximamente se desarrollará una línea de validación experimental de las simplificaciones realizadas en modelos de hidrología urbana. Se analizará el impacto que pueden tener las simplificaciones geométricas que se asumen normalmente en estos casos (agrupación y orientación de manzanas de edificios, forma de los edificios, techos, tuberías...). Se llevarán a cabo nuevos ensayos sobre la cuenca bidimensional con diferentes configuraciones urbanas a distintas escalas, y se compararán las diferencias en los resultados obtenidos para las diferentes configuraciones. Estos ensayos también se utilizarán para la validación del modelo numérico en casos de escorrentía urbana. Así mismo, en futuros desarrollos se aplicará el modelo a cuencas urbanas reales, validándolo con datos experimentales de campo.

Con el presente trabajo se ha comenzado una línea de investigación sobre la aplicación de modelos bidimensionales de aguas someras al cálculo de procesos de lluvia escorrentía en cuencas rurales y urbanas. Es una aplicación muy interesante desde el punto de vista práctico, aunque relativamente poco estudiada hasta el momento, y en donde todavía quedan numerosos estudios numéricos y experimentales por realizar.

8 REFERENCIAS

Álvarez, M.A., Puertas J., Díaz-Fierros F. (2001). Análisis regional de avenidas en la zona atlántica de Galicia Noroeste de España. *Ingeniería Hidráulica en México*. Vol. 16 (2), pp. 67-76.

Bermúdez, A., Dervieux, A., Desideri, J.A., Vázquez-Cendón, M. E. (1998). Upwind schemes for the two-dimensional shallow water equations with variable depth using unstructured meshes. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, Vol. 155, pp.49-72

Cea, L., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E. (2007). Depth averaged modelling of turbulent shallow water flow with wet-dry fronts. *Archives of Computational Methods in Engineering, State of the art reviews*, Vol.14 (3)

Cea, L., French, J.R., Vázquez-Cendón, M.E. (2006). Numerical modelling of tidal flows in complex estuaries including turbulence: An unstructured finite volume solver and experimental validation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol.67 (13), pp.1909-1932

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1988). *Applied Hydrology*. McGrawHill

Cobby, D.M., Mason, D.C., Horrit, M.S., Bates, P.D. (2003). Two-dimensional hydraulic flood modelling using a finite-element mesh decomposed according to vegetation and topography features derived from airborne scanning laser altimetry. *Hydrological Processes*, Vol.17, pp.1979-2000

Francou, J., Rodier, J. (1967). Essai de classification des crues maximales observées dans le monde. *Cah. ORSTOM*, Vol.3, pp.19-46

Horrit, M.S., Bates, P.D. (2000). Predicting floodplain inundation: raster-based modelling versus the finite-element approach. *Hydrological Processes*, Vol.15, pp.825-842

Hosking, J.R. (1986). *The theory of probability weighted moments*, Research report RC12210, IBM Research Division, York-town Heights, Nueva York

Howes, D.A., Abrahams, A.D., Pitman, E.B. (2006). One- and two-dimensional modelling of overland flow in semiarid shrubland, Jornada basin, New Mexico. *Hydrological Processes*, Vol.20, pp.1027-1046

Iwagaki, Y. (1955). Fundamental studies on runoff analysis by characteristics. *Bull. 10*, pp.1-25, Disaster Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Kyoto, Japan

Kivva, S.L., Zheleznyak, M.J. (2005). Two-dimensional modeling of rainfall runoff and sediment transport in small catchments areas. *International Journal of Fluid Mechanics Research*, Vol.32 (6), pp.703-716

Ministerio de Fomento (2001). *Máximas Lluvias diarias en la España Peninsular*. Dirección General de Carreteras, Madrid

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (1990). *Instrucción 5.2-IC: Drenaje Superficial*. Dirección General de Carreteras, Madrid.

Nanía, L.S., Gómez-Valentín, M. (2004). *Ingeniería Hidrológica*. Grupo Editorial Universitario.

Nicòtina, L., Rinaldo, A., Marani, M. (2007). Rainfall Spatial Variability and geomorphic hydrologic response, *IAHR proceedings*, Venice.

Toro, E.F. (2001). *Shock-capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows*. Wiley, Chichester, West Sussex PO19 1UD, England

Wilson, C.B., Valdes, J.B., Rodriguez-Iturbe, I. (1979). On the influence of the spatial distribution of rainfall on storm runoff. *Water Research Resources*, Vol.15(2), 321-328

Yan, M., Kahawita, R. (2000). Modelling the fate of pollutant in overland flow. *Wat. Res.*, Vol. 34 (13), pp.3335-3344

Yan, M., Kahawita, R. (2007). Simulating the evolution of non-point source pollutants in a shallow water environment. *Chemosphere*, Vol.67, pp.879-885

Zhang and Cundy (1989). Modeling of two-dimensional overland flow. *Water Resources Research*, Vol.25 (9), pp.2019-2035

Figura 1. Ábaco del CEDEX para la estimación del caudal específico Q_{ESP} en función del área de la cuenca.	9
Figura 2. Diagramas de Francou y Rodier.....	10
Figura 3. Curva Intensidad-Duración.....	17
Figura 4. Relación entre los cuantiles regionales Y_t , el periodo de retorno en años T , la probabilidad de no superar el cuantil en un año, y el coeficiente de.....	19
Figura 5. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).	20
Figura 6. Montaje experimental: Geometría 0.	29
Figura 7. Montaje experimental: Geometría 1.	30
Figura 8. Montaje experimental: Geometría 2.	30
Figura 9. Simulador de lluvia.....	31
Figura 10. Estudio del efectos de la uniformidad de la lluvia. Eventos de precipitación calculados. De izquierda a derecha y de arriba a abajo P1, P2, P3 y P4.....	35
Figura 11. Hidrogramas de caudales para las diferentes uniformidades de precipitación.....	36
Figura 12. Hidrogramas de caudales para las diferentes uniformidades de precipitación.....	36
Figura 13. Ajuste 1: Hietograma de ensayo simplificado y hietograma de cálculo.....	37
Figura 14. Representación gráfica de los valores V_t-T	39
Figura 15. Ajuste 2: Hietograma simplificado de ensayo.	39
Figura 16. Ajuste 2: Hietograma simplificado de cálculo.	40
Figura 17: Comparación entre los resultados experimentales y los numéricos para los dos ajustes de precipitación. De izquierda a derecha y de arriba abajo casos G1C1, G1C2, G1C3 y G1C8. ..	41
Figura 18. Hidrogramas experimentales para diferentes filtrados.....	43
Figura 19: Perfil longitudinal del canal unidimensional.	46
Figura 20: Comparación entre los hidrogramas numéricos y experimentales. Caso1, Caso 2 y Caso 3.	46
Figura 21: Sensibilidad del modelo numérico al coeficiente de fricción de fondo. Validación unidimensional. Caso 1.....	47
Figura 22: Sensibilidad del caudal punta al coeficiente de fricción de fondo. Validación unidimensional. Caso 1.....	48
Figura 23. Hidrogramas experimentales Geometría 1. Casos G1C1 al G1C6.	49
Figura 24. Hietogramas de cálculo de los ensayos G1C9, G1C10, G1C11 y G1C12.....	50
Figura 25. Hidrogramas numérico-experimentales Geometría 1. Casos G1C1, G1C8, G1C9, G1C10, G1C11 y G1C12.	51
Figura 26. Hidrogramas experimentales Geometría 2. Casos 2C1(menor) al 2C8 (mayor).....	52
Figura 27. Comparación entre los hidrogramas de la Geometría 1 con los de la Geometría 2 para un mismo fenómeno de precipitación.....	53

Figura 28. Cuenca de estudio. Foto aérea con la cuenca delimitada en rojo (arriba) y vista desde la Ría de Muros y Noia (abajo). Fuentes: Google Earth y propia.	55
Figura 29. Visualización en GIS del MDT.....	56
Figura 30. Cauce principal de la cuenca.	57
Figura 31. Hidrogramas de caudales para las tres mallas de cálculo.	58
Figura 32: Modelización numérica de la cuenca de Esteiro. Malla numérica (izquierda) y vista tridimensional (derecha).....	58
Figura 33: Estimación del hietograma de tormenta según el Método de los Bloques Alternados. .	59
Figura 34. Hietograma de cálculo. Duración de la tormenta 12h y T=500años.....	60
Figura 35. Distribución espacial de la precipitación. Valores de las varianzas de izquierda a derecha y de arriba a abajo: $v = 0.081, 0.328, 0.055, 0.125$	61
Figura 36. Hietograma con T=500 años e hidrogramas para diferentes valores de coeficiente de fricción de fondo, con y sin infiltración.....	63
Figura 37. Sensibilidad del caudal punta al coeficiente de fricción de fondo y a la infiltración en la cuenca de estudio.....	64
Figura 38. Secuencia de drenaje en la cuenca de la cuenca del Río Maior una vez ha cesado la precipitación.....	65