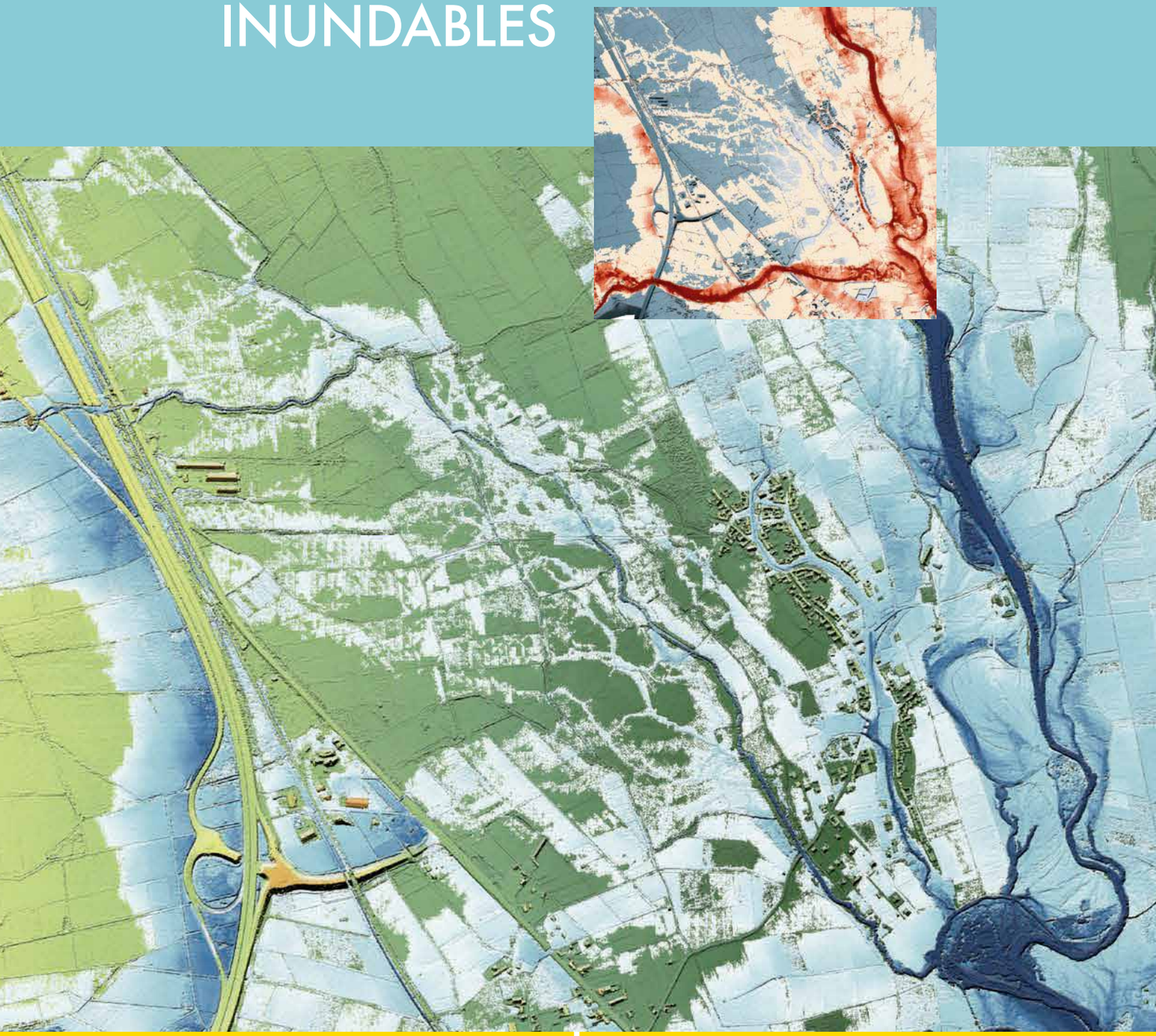
GUÍA METODOLÓGICA

PARA EL DESARROLLO DEL SISTEMA NACIONAL
DE CARTOGRAFÍA DE ZONAS

INUNDABLES



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE MEDIO AMBIENTE,
Y MEDIO RURAL Y MARINO

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y MEDIO RURAL Y MARINO

Secretaria General Técnica: Alicia Camacho García. **Subdirector General de Información al ciudadano, Documentación y Publicaciones:** José Abellán Gómez. **Directora del Centro de Publicaciones:** Cristina García Fernández. **Jefa del Servicio de Edición:** Mª Dolores López Hernández.

Edita:
© Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino
Paseo de la Infanta Isabel, 1
Secretaría General Técnica

Distribución y venta:
Paseo Infanta Isabel, 1
Teléfono: 91 347 55 41
Fax: 91 347 57 22

Asistencia Técnica
CEDEX
IGME
INDUROT
UTE KV Consultores S.L.-Consulnima S.L.

Plaza San Juan de la Cruz, s/n
Teléfono: 91 597 61 87
Fax: 91 597 61 86

Diseño y Maquetación:
Jorge León Cordero (Jorgeleo7@yahoo.es)
Jesús Navarro Blanco (jesusnavarroblanco@yahoo.es)

Impresión y Encuadernación:
Iglesias Comunicación
Imprenta Maas

Tienda virtual: www.marm.es
e-mail: centropublicaciones@marm.es

NIPO: 770-11-307-4
ISBN: 978-84-491-1136-5
Depósito Legal: 2011
Catálogo General de publicaciones oficiales:
http://publicacionesoficiales.boe.es/
(servicios en línea/oficina virtual/Publicaciones)

Datos técnicos: Formato: 21cmx29,7cm. Caja de texto: 8cm. Composición: dos columnas. Tipografía:SansSerif, cuerpo 11 y 9. Encuadernación: fresado PUR. Papel: cyclus print,100% reciclado. Cubierta 350 gr, más plastificado brillo una cara, e Interior 115 gr.

GUÍA METODOLÓGICA

PARA EL DESARROLLO DEL SISTEMA NACIONAL
DE CARTOGRAFÍA DE ZONAS

INUNDABLES

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE, Y MEDIO RURAL Y MARINO

Madrid - 2011

La presente guía ha sido realizada por la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino a través del Grupo de Inundaciones, dirigido por Jorge Marquínez García, Presidente de la Confederación Hidrográfica del Cantábrico y Jesús Yagüe Córdova, Subdirector General de Gestión Integrada del Dominio Público Hidráulico, siendo Francisco Javier Sánchez Martínez, Consejero Técnico de la citada Subdirección General, y Javier Lastra Fernández de AcuaNorte los coordinadores técnicos de los trabajos, los cuales han sido realizados principalmente por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, el Instituto de Recursos Naturales y Ordenación del Territorio (INDUROT) de la Universidad de Oviedo y el Instituto Geológico y Minero de España (IGME) bajo sendos convenios de colaboración entre estos organismos y la Dirección General del Agua. El completado de contenidos, la edición final y la maquetación han sido desarrollados por la UTE KV CONSULTORES, S.L.-CONSULNIMA S.L. mediante el contrato de servicios 21.803.825/0411.

Autorías

Los autores de los diferentes apartados de la presente guía son:

Coordinación general: Francisco Javier Sánchez Martínez (MARM) y Javier Lastra Fernández (ACUANORTE).
Responsable por la U.T.E.: Christine Andres Moreno con la colaboración de Sara Cuesta Algora y Javier Quirós Fernández (UTE KV CONSULTORES-CONSULNIMA).

Capítulo 1: Francisco Javier Sánchez Martínez (MARM), Christine Andres Moreno (UTE KV CONSULTORES-CONSULNIMA).
Capítulo 2: Francisco Javier Sánchez Martínez (MARM), Christine Andres Moreno y Mauro García-Oliva González (UTE KV CONSULTORES-CONSULNIMA), Concepción Marcuello Olona (CEDEX).
Capítulo 3: Antonio Jiménez Álvarez, Concepción Marcuello Olona, Celia García Montañés y Lara Incio Caballero (CEDEX), Sara Cuesta Algora (UTE KV CONSULTORES-CONSULNIMA).
Capítulo 4: Elena Fernández Iglesias, Miguel Fernández Alonso, Soledad Anadón Ruíz, Ana Colubi Cervero y Gil González Rodríguez (INDUROT).
Capítulo 5: Elena Fernández Iglesias (INDUROT).
Capítulo 6: Elena Fernández Iglesias (INDUROT). **Punto 6.4:** Rubén Santos Alonso (TRAGSA).
Capítulo 7: Antonio Jiménez Álvarez, Concepción Marcuello Olona, Celia García Montañés y Lara Incio Caballero (CEDEX).
Capítulo 8: Antonio Jiménez Álvarez, Concepción Marcuello Olona, Celia García Montañés y Lara Incio Caballero (CEDEX), Christine Andres Moreno, Víctor Guirado Tortosa, Javier Quirós Fernández y Mauro García-Oliva González (UTE KV CONSULTORES-CONSULNIMA).

Anejo I: Antonio Jiménez Álvarez, Concepción Marcuello Olona, Celia García Montañés y Lara Incio Caballero (CEDEX).
Anejo II: Antonio Jiménez Álvarez, Concepción Marcuello Olona, Celia García Montañés y Lara Incio Caballero (CEDEX).
Anejo III: Antonio Jiménez Álvarez, Concepción Marcuello Olona, Celia García Montañés y Lara Incio Caballero (CEDEX).
Anejo IV: Elena Fernández Iglesias (INDUROT).
Anejo V: Antonio Jiménez Álvarez, Concepción Marcuello Olona, Celia García Montañés y Lara Incio Caballero (CEDEX).
Anejo VI: Antonio Jiménez Álvarez, Concepción Marcuello Olona, Celia García Montañés y Lara Incio Caballero (CEDEX).
Anejo VII: Christine Andres Moreno, Carles Pareja del Moral, Javier Quirós Fernández y Sara Cuesta Algora (UTE KV CONSULTORES-CONSULNIMA), Mariano Jiménez Sánchez (INCLAM).
Anejo VIII: Antonio Jiménez Álvarez, Concepción Marcuello Olona, Celia García Montañés y Lara Incio Caballero (CEDEX).

Imagen de portada: Modelización bidimensional del río Duerna. INCLAM Estudio: *Consultoría y asistencia para el estudio de alternativas para la prevención y la gestión fluvial de la cuenca del río Duerna (León). Expediente número: 02.803.261/0411*. Confederación Hidrográfica del Duero.
Imagen de guarda: Río Azuer entre Manzanares y Daimiel (Ciudad Real). 20 de febrero de 2010. Confederación Hidrográfica del Guadiana.

Agradecimientos

Agradecemos las aportaciones, tanto en experiencia como en ideas, textos y gráficos, de las siguientes personas (en orden alfabético): José Manuel Blanco López (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL MIÑO-SIL), Javier Caballero Jiménez (ALATEC), Manuel Cayuela López (EUROESTUDIOS), Arturo Colina Vuelta (INDUROT), Miguel Ángel Cuadrado (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL DUERO), Andrés Díez Herrero (IGME), María Fernández García (INDUROT), Juan Carlos Fernández Iglesias (INDUROT), Onofre Tomás Gabaldó Sánchez (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL JÚCAR), José Carlos García González (DIELMO), José García Rodríguez (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL SEGURA), Sonia Garrido Escuín (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL GUADALQUIVIR), Rafael Garrote de Marcos (HGM), Manuel Carlos Gómez Criado (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL GUADIANA), Ramón Goya Azañedo (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL DUERO), Alejandro Gracià Tarragona (ACA), José Luis Humara García (INDUROT), Mariano Jiménez Sánchez (INCLAM), Eduardo Lafuente Sacristán (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL SEGURA), Luis Laín Huerta (IGME), Miguel Llorente Isidro (IGME), Juan Antonio Martín Ventura (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL CANTÁBRICO), Iker Martínez Abad (INDUROT), Elena Martínez Bravo (INCLAM), Fernando Mendizábal Carrillo (EPTISA), Rosana Menéndez Duarte (INDUROT), Pablo Montejo Cristóbal (INTECSA-INARSA), Armando Molina Pérez (OFITECO), Carlos G. Morales Rodríguez (UNIVERSIDAD DE VALLADOLID), Santiago Moreno Gabaldón (TECMA), Carlos Moreno Salmerón (GETINSA), María Luisa Moreno Santaengracia (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL EBRO), Diego Moxó Güell (ACA), María Teresa Ortega Villazán (UNIVERSIDAD DE VALLADOLID), Ana Isabel Peral Ruano (PAYMACOTAS), José Manuel Pérez Quintanilla (INOCSA), Héctor Perotas Van-Herckenrode (ALATEC), Jorge Rodríguez González (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL CÁNTÁBRICO), José Vicente Rodríguez Navarro (DIELMO), Martín Rodríguez Pallarés (INCLAM), Antonio Ruíz Mateo (CEDEX), Ángel Salazar Rincón (IGME), Alfonso Sanz Palomero (CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL TAJO), Adrián Sanz Wallace (UTE KV CONSULTORES-CONSULNIMA), Rubén Santos Alonso (TRAGSA Asturias), Fernando Soriano López (UTE OFITECO-PYCSA), José Carlos Tomico del Río (AMBISAT), David Uribelarrea del Val (UNIVERSIDAD COMPLUTENSE DE MADRID), Daniel Vázquez Tarrío (INDUROT).

Prólogo

Inundación es un vocablo que tiene resonancias de catástrofe. Durante mucho tiempo, en nuestra sociedad se ha impuesto la percepción de que cuando un río se desborda de su cauce habitual está ocurriendo algo negativo, que generará daños en el patrimonio o riesgos para las personas y su calidad de vida. Y frente a estos eventos, asumido que son impredecibles y destructivos, sólo cabe construir presas, elevar muros en torno al cauce y ayudar a superar la crisis con medidas paliativas.

Resulta frustrante incluso que, cuando ya todo el mundo científico entiende las crecidas como una parte indisoluble de la natural dinámica fluvial, como eventos indispensables para que los ecosistemas fluviales y costeros mantengan sus características y su riqueza, cuando podemos acercarnos a predecir con fiabilidad su alcance, su tipología y su recurrencia temporal característica, continúe en muchos ámbitos de nuestra sociedad la percepción catastrofista e impredecible de estos fenómenos naturales.

Nuestra memoria colectiva falla igualmente al tratar de las avenidas fluviales. Ni siquiera su repetida ocurrencia conciencia a la sociedad sobre la innegable realidad de estos procesos, mientras que los medios de comunicación se hacen reiteradamente eco de teorías diversas y de reclamaciones de "limpieza" de los cauces que contribuyen a asentar la idea de que la última inundación no era resultado de un proceso natural, sino el producto de una responsabilidad mal ejercida por parte de la administración.

En España, como en muchos otros países, la gestión de las crecidas y del área inundable se ha visto influenciada por esta percepción social, que resulta justificable únicamente en algunos pocos casos. De hecho, casi ninguna administración abordó la caracterización cartográfica de las zonas inundables ni le concedió carácter de elemento de información imprescindible para la gestión urbanística y la ordenación del territorio.

Este contexto descrito hace resaltar el valor de las medidas adoptadas recientemente, tanto en Europa, con la aprobación por parte del Parlamento Europeo de la Directiva 2007/60/CE relativa a la evaluación y gestión de los riesgos de inundaciones, como en España, con el Real Decreto 9/2008 que modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico y la trasposición de la mencionada directiva mediante el Real Decreto 903/2010. Este nuevo marco normativo se concreta, entre otras medidas, en la necesidad de abordar sistemáticamente la cartografía sobre las zonas inundables, como instrumento clave para afrontar toda decisión en la gestión de las administraciones y como una información necesaria para el ciudadano y una obligación ineludible frente a toda la sociedad.

El Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables, al que se refiere esta última versión del Reglamento del DPH, constituye, de hecho, la respuesta más significativa para cumplir estas obligaciones con nuestra sociedad, siendo también el instrumento que nos permitirá avanzar en el cumplimiento de la nueva Directiva Europea.

Los trabajos llevados a cabo en la Comisión Nacional de Inundaciones, constituida ya en 2005 por iniciativa de la Dirección General del Agua, y que han contado en todo momento con el apoyo del MARM y, desde 2008, con la participación de todas las administraciones autonómicas con competencias hidrológicas, han ayudado a avanzar en este camino con solidez y con rigor técnico, concretándose, entre otras iniciativas, la necesidad de afrontar la redacción de esta guía para la elaboración de la cartografía de zonas inundables, como instrumento que facilitara la necesaria homogeneización de los criterios y la calidad de los resultados entre todas las cuencas de nuestros, muy diversos, sistemas fluviales y costeros.

Esta guía propone métodos de trabajo que salvan las diferencias de criterio y técnicas empleadas por distintos grupos, basándose en una aproximación interdisciplinar al trabajo, integrando tanto los datos sobre inundaciones ocurridas en el pasado, como el análisis geomorfológico del entorno fluvial y costero y el desarrollo de modelos hidrológicos e hidráulicos, reforzando así las fortalezas de cada método y supliendo o contrarrestando sus debilidades, con el objetivo de ofrecer unos resultados homogéneos en las distintas cuencas y que tengan la máxima fiabilidad.

Los equipos técnicos del CEDEX, del IGME y del INDUROT, con la colaboración de las empresas consultoras y los técnicos de las Dirección General del Agua, Dirección General de Costas, Dirección General de Protección Civil, Confederaciones Hidrográficas y Comunidades Autónomas han realizado un trabajo que ya está sirviendo como base para el desarrollo de un enorme esfuerzo de cartografía y que constituye un documento abierto al que pueden ir añadiéndose mejoras para actualizarlo y hacerlo aún más útil.

Queremos agradecer a todos los colaboradores su participación consciente y entusiasta en toda esta tarea tan importante para la gestión de nuestros sistemas fluviales y costeros y hacer pública nuestra satisfacción al apreciar el avance de los trabajos y la edición de esta guía.

Jorge Marquínez García
Presidente de la Confederación
Hidrográfica del Cantábrico

Jesús Yagüe Córdova
Subdirector General de Gestión Integrada
del Dominio Público Hidráulico

GUÍA METODOLÓGICA
PARA EL DESARROLLO DEL SISTEMA NACIONAL DE CARTOGRAFÍA DE ZONAS
INUNDABLES

1 INTRODUCCIÓN 13

2 CARTOGRAFÍA Y DATOS BÁSICOS DE PARTIDA 17

2.1 INFORMACIÓN DE PARTIDA 19

2.2 MODELO DIGITAL DEL TERRENO 19

2.2.1 Introducción a la tecnología LIDAR 19

2.2.2 Precisión del LIDAR 22

2.2.3 Control de calidad por cambios de escala (o resize) 24

2.2.4 Ventajas e inconvenientes del LIDAR respecto a la cartografía tradicional 24

2.2.5 Productos iniciales 25

2.2.6 Eliminación de puentes 25

2.2.7 Corrección de zonas con agua 26

2.2.8 Vectorización de edificios 26

2.2.9 Identificación de motas y terraplenes de obras lineales 27

2.2.10 Productos finales: MDTactual y MDTnatural 27

2.3 ORTOFOTOS ACTUALES 29

2.4 FOTOS AÉREAS HISTÓRICAS 30

2.4.1 Preparación de las fotos 30

2.4.2 Proceso de ortorrectificación 30

2.5 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA COMPLEMENTARIA PARA LA SIMULACIÓN 32

2.5.1 Caracterización de puentes y otras infraestructuras 32

2.5.2 Usos del suelo y rugosidad 32

3 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS 35

3.1 INTRODUCCIÓN 37

3.2 EL MAPA DE CAUDALES MÁXIMOS 37

3.3 RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN FORONÓMICA 40

3.3.1 Criterios de selección de los puntos aforados (estaciones de aforo y embalses) 41

3.3.2 Tratamiento y revisión de la información sobre caudales máximos anuales 44

3.3.3 Análisis y tratamiento de la información sobre volúmenes máximos anuales 49

3.3.4 Ajuste de las leyes de frecuencia de caudales y volúmenes máximos 53

3.4 GRADO DE ALTERACIÓN HIDROLÓGICA DE LA CUENCA 60

3.5 ESTIMACIÓN PRELIMINAR DEL GRADO DE LAMINACIÓN 63

3.6 CÁLCULO DE LOS HIDROGRAMAS DE CRECIDA EN RÉGIMEN NATURAL. CUENCAS DE PEQUEÑO Y MEDIANO TAMAÑO 66

3.6.1 Construcción del modelo 68

3.6.1.1 División en subcuencas 68

3.6.1.2 Tormentas de cálculo 71

3.6.1.2.1 Interpolación de la precipitación y cálculo de la lluvia areal 72

3.6.1.2.1.1 Métodos directos de cálculo de la lluvia areal 73

3.6.1.2.1.2 Métodos de ajuste de una superficie de precipitación 75

3.6.1.2.1.3 Comparación entre métodos y ejemplo de aplicación 79

3.6.1.2.2 Construcción del hietograma de cálculo 81

3.6.1.3 Modelización de la infiltración y otras detracciones. Función producción 86
3.6.1.4 Cálculo del caudal de escorrentía directa. Función distribución 89
3.6.1.5 Propagación en cauce 91
3.6.2 Calibración del modelo 98
3.6.2.1 Calibración de la función producción 98
3.6.2.2 Calibración de la función distribución 100
3.7 CÁLCULO DE LOS HIDROGRAMAS DE CRECIDA EN RÉGIMEN NATURAL EN CUENCAS DE GRAN TAMAÑO 103
3.8 CÁLCULO DE CAUDALES EN RÉGIMEN ALTERADO 106

4 ANÁLISIS HISTÓRICO 109

4.1 INTRODUCCIÓN 111
4.2 ESTUDIO EVOLUTIVO DEL MEDIO FLUVIAL 111
4.2.1 Introducción 111
4.2.2 Delimitación de la zona inundable 112
4.2.3 Delimitación del cauce histórico 113
4.2.3.1 Canal de aguas bajas 114
4.2.3.2 Zona ribereña 116
4.2.3.3 Cauces meandriformes y trenzados (*braided*) 118
4.2.3.4 Ampliaciones del cauce 118
4.2.4 Identificación de márgenes con alta inundabilidad 120
4.2.4.1 Evidencias relacionadas con una inundación reciente 120
4.2.4.2 Evidencias de actividad fluvial reiterada 120
4.3 ANÁLISIS DE INUNDACIONES HISTÓRICAS 124
4.3.1 Fuentes de datos sobre inundaciones históricas 124
4.3.2 Selección y almacenamiento 125
4.3.3 Validación de datos y secuencia de inundaciones 127
4.3.4 Calados 130
4.3.5 Inundabilidad natural y/o actual 132
4.3.6 Jerarquización de eventos históricos en función de su envergadura 133
4.3.6.1 Indicador 1. Datos de caudal 134
4.3.6.2 Indicador 2. Magnitud del evento 136
4.3.6.3 Indicador 3. Número de encuestas que aluden al evento 138
4.3.6.4 Indicador 4. Porcentaje de llanuras con ocupación máxima 139
4.3.6.5 Indicador 5. Otras fuentes de datos 140
4.3.6.6 Combinación de indicadores 141
4.3.6.7 Análisis de resultados 142
4.3.7 Recurrencia de las inundaciones 143
4.3.7.1 Datos históricos abundantes y baja influencia artificial 144
4.3.7.2 Datos históricos reducidos y alta influencia artificial 146
4.3.7.3 Sólo un dato de inundación histórica 147
4.3.8 Representación cartográfica y gestión de datos 147

5 ANÁLISIS GEOMORFOLÓGICO 151

5.1 INTRODUCCIÓN 153
5.1.1 Antecedentes 153
5.1.2 Objetivos y etapas metodológicas 154
5.2 OBSERVACIONES EN EL CAUCE 154
5.2.1 Análisis de gabinete 155
5.2.2 Análisis de campo 156
5.2.2.1 Evidencias efímeras y topográficas de actividad reciente o reiterada 158
5.2.2.1.1 Depósitos de flotantes 158
5.2.2.1.2 Sedimentos fluviales expuestos y bajo-nulo desarrollo edáfico 159
5.2.2.2 Límites del cauce 160
5.3 OBSERVACIONES EN LAS MÁRGENES 163
5.3.1 Terrenos con evidencias efímeras de inundación reciente 163
5.3.1.1 Superficie afectada y calado de la inundación 163

5.3.1.2 Indicadores de avenidas intensas 164
5.3.1.3 Análisis combinado de indicadores 166
5.3.2 Terrenos con evidencias de inundación reiterada 166
5.3.2.1 Ejemplos LIDAR 168
5.3.2.2 Ejemplos de ortofotos 169
5.3.3 Terrenos sin evidencias de inundación 170
5.3.4 Terrenos retocados artificialmente 170
5.3.5 Delimitación de unidades inundables 170
5.4 REPRESENTACIÓN CARTOGRÁFICA 174
5.4.1 Flujos secundarios 175
5.4.1.1 Flujos secundarios de tipo A 175
5.4.1.2 Flujos secundarios de tipo B 175
5.4.1.3 Flujos secundarios de tipo C 176
5.4.2 Evidencias efímeras y topográficas 176
5.4.2.1 Evidencias efímeras de inundación reciente (EF) 176
5.4.2.2 Evidencias erosivas y sedimentarias nítidas (EN) 176
5.4.2.3 Evidencias erosivas y sedimentarias suavizadas (ES) 177

6 ANÁLISIS GEOMORFOLÓGICO-HISTÓRICO 179

6.1 DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO PROBABLE 181
6.1.1 Opción A (DPHPa) 181
6.1.2 Opción B (DPHPb) 182
6.1.3 Opción C (DPHPc) 184
6.2 ZONA DE FLUJO PREFERENTE 185
6.3 ZONIFICACIÓN DEL ÁREA INUNDABLE 187
6.3.1 Introducción y objetivos 187
6.3.2 Etapas metodológicas en la zonificación 187
6.3.3 Inundabilidad en condiciones naturales 189
6.3.3.1 Inundabilidad muy alta (≤ 10 años) 190
6.3.3.2 Inundabilidad alta (10-100 años) 190
6.3.3.3 Inundabilidad media-baja (100-500 años) 190
6.3.3.4 Inundabilidad máxima 191
6.3.3.5 Ejemplo: inundabilidad según análisis geomorfológico 192
6.3.4 Inundabilidad en condiciones actuales alteradas 193
6.3.4.1 Ejemplo: análisis geomorfológico-histórico en terrenos antropizados 194
6.4 TRATAMIENTO DE SISTEMAS TORRENCIALES 196
6.4.1 Introducción 196
6.4.2 Antecedentes 198
6.4.3 Metodología 199
6.4.3.1 Identificación de zonas torrenciales 199
6.4.3.1.1 Abanicos torrenciales 200
6.4.3.1.2 Fondos de valle torrenciales 201
6.4.3.1.3 Zonas de pérdida de confinamiento 202
6.4.3.2 Identificación de procesos dominantes 202
6.4.3.3 Zonificación de la peligrosidad 203

7 ESTUDIO HIDRÁULICO 207

7.1 INFORMACIÓN DE PARTIDA 209
7.2 SELECCIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO 209
7.2.1 Ecuaciones de Saint-Venant 209
7.2.2 Modelos unidimensionales y bidimensionales 210
7.2.3 Modelos en régimen variable o permanente 214
7.2.4 Análisis preliminar de la zona inundable 215
7.3 MODELOS UNIDIMENSIONALES 218
7.3.1 Introducción a los modelos unidimensionales 218
7.3.2 Análisis de la zona de estudio 219

7.3.3 Construcción de la geometría del modelo 220
7.3.3.1 Preparación de la geometría básica a partir de capas de información requeridas por HEC-GeoRAS 220
7.3.3.2 Importación de la geometría básica al modelo e introducción de los elementos estructurales adicionales en situación alterada 223
7.3.3.3 Creación de las geometrías necesarias para la modelización detallada de calados y velocidades 223
7.3.4 Incorporación de puentes en la modelización hidráulica 226
7.4 MODELOS BIDIMENSIONALES 231
7.4.1 Recomendaciones para la creación de mallas no estructuradas en la modelización bidimensional 232
7.4.2 Creación de mallas a partir de TINs 233
7.4.3 Creación de mallas a partir del MDT 234
7.4.4 Control de calidad final de la malla de cálculo 238
7.5 ESTIMACIÓN DE LAS PÉRDIDAS DE CARGA 240
7.5.1 Pérdidas de carga por fricción 240
7.5.1.1 Rugosidad en la llanura de inundación 242
7.5.1.2 Rugosidad en el cauce 245
7.5.2 Pérdidas de carga por contracción y expansión 247
7.6 CONDICIONES DE CONTORNO Y CONDICIÓN INICIAL 248
7.6.1 Condiciones de contorno 248
7.6.2 Condición inicial 256
7.7 CALIBRACIÓN 257
7.8 POSTPROCESO Y REPRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN HIDRÁULICA 261

8 DELIMITACIÓN DEL DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO PROBABLE Y DE LA ZONA DE FLUJO PREFERENTE Y ZONIFICACIÓN DE LA INUNDABILIDAD 267

8.1 DELIMITACIÓN DEL DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO PROBABLE 269
8.1.1 Definición 269
8.1.2 Estimación de la MCO a partir de registros foronómicos suficientemente largos 269
8.1.3 Estimación de la MCO a partir de la información del CAUMAX 270
8.1.4 Estimación de la MCO en puntos no aforados 271
8.1.5 Delimitación del DPHP 271
8.2 DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE FLUJO PREFERENTE 273
8.3 ZONIFICACIÓN DE LA INUNDABILIDAD 280

ANEJOS

ANEJO I: AJUSTE DE LA FUNCIÓN SQRT-ETmáx MEDIANTE MOMENTOS PONDERADOS PROBABILÍSTICAMENTE 283
ANEJO II: TABLAS DE VALORES DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA (mm) 287
ANEJO III: EJEMPLO DE CÁLCULO DE CAUDALES EN RÉGIMEN ALTERADO MEDIANTE GENERACIÓN ESTOCÁSTICA DE PRECIPITACIONES 295
ANEJO IV: MÉTODO BOOTSTRAP PERCENTIL 307
ANEJO V: VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING ASIGNADOS A LOS USOS DEL SUELO DEL SIOSE Y CLC2000 311
ANEJO VI: MÉTODO DE COWAN PARA LA ESTIMACIÓN DEL NÚMERO DE MANNING EN EL LECHO DEL CAUCE 319
ANEJO VII: APLICACIÓN DE MODELOS BIDIMENSIONALES EN EL ESTUDIO HIDRÁULICO DE RÍOS 323
ANEJO VIII: CONTRASTE DE INFORMACIÓN ESPACIAL SOBRE INUNDACIONES 333
ANEJO IX: REFERENCIAS 341

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

En octubre de 2007 tiene lugar la aprobación de la Directiva Europea 2007/60/CE sobre evaluación y gestión de riesgos de inundación. En ella se plantea la necesidad de detectar aquellas zonas especialmente expuestas a riesgo de inundación sobre las que realizar estudios de peligrosidad y riesgo, así como los planes de gestión correspondientes.

Para cumplir con dicha exigencia, el Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino pone en marcha el Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (SNCZI), enmarcado en el Real Decreto 903/2010 de evaluación y gestión de los riesgos de inundación y en el Real Decreto 849/1986 por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, que dará, por un lado, respuesta a los requisitos impuestos por la Comisión Europea y, por otro, a las necesidades técnicas de información de organismos públicos, empresas y particulares para realizar una gestión óptima del espacio fluvial.

El presente documento se ha concebido como un elemento de ayuda a la hora de desarrollar los trabajos de generación de cartografía de Dominio Público Hidráulico y de zonas inundables fruto de los trabajos de implantación del SNCZI, definiendo los requisitos y procedimientos más adecuados para abarcar los diferentes aspectos de los trabajos a realizar.

Tradicionalmente, la definición de zonas inundables ha sido considerada una labor de técnicos especialistas en modelización hidrológico-hidráulica. Las últimas experiencias en la materia, sin embargo, muestran la necesidad de combinar dichas tareas con el análisis geomorfológico-histórico de cauces y llanuras, en una labor multidisciplinar especialmente importante cuando se trata de definir el Dominio Público Hidráulico o las zonas inundables de alta probabilidad, en un ejercicio de calibración y soporte mutuo. Dado que la modelización hidráulica se basa en una parte importante del análisis histórico y geomorfológico, en particular de la definición del cauce y de la extensión máxima de las inundaciones ocurridas en el pasado, conviene que dicho análisis se inicie con cierta antelación respecto de los modelos hidráulicos y en paralelo con la caracterización hidrológica.

La presente guía metodológica abarca cada uno de los aspectos a tener en cuenta en los trabajos de definición de zonas inundables que darán lugar a la generación de mapas de peligrosidad, divididos en siete bloques principales.

El Capítulo 2 corresponde al desarrollo de los aspectos relacionados con la cartografía necesaria para la elaboración de los trabajos posteriores, necesitándose básicamente un modelo digital de alta resolución lo más actual posible, al igual que ortofotos actuales y fotos aéreas antiguas.

El Capítulo 3 se corresponde con los estudios hidrológicos requeridos, que bien podrán obtenerse a partir de los mapas de caudales máximos en régimen natural, desarrollados por el CEDEX y propuestos para el desarrollo del SNCZI, o bien, cuando éstos no sean suficientes para llevar a cabo la modelización hidráulica, bien por existir alteraciones hidrológicas importantes en la cuenca que impidan la consideración de un régimen natural o bien por la necesidad de utilizar una modelización hidráulica en régimen variable que requiera la construcción de un hidrograma de la avenida que se propagará a lo largo del tramo, mediante estudios hidrológicos complementarios.

El Capítulo 4 se corresponde con el análisis histórico del tramo considerado, a través de un estudio evolutivo del medio fluvial, comparando la situación actual con, al menos, la disponible en el vuelo americano realizado durante los años 1956/57 y la reconstrucción, cuando sea posible, de series históricas de inundaciones.

El Capítulo 5 presenta las bases para la realización de los estudios geomorfológicos del tramo tratado, mediante una observación minuciosa, tanto en gabinete como en campo, del cauce y sus márgenes, analizando las evidencias encontradas de inundaciones y la delimitación de las unidades inundables, flujos secundarios, etc.

Esta parte concluye con el Capítulo 6, que conjuga el análisis histórico con el geomorfológico, para identificar el Dominio Público Hidráulico probable y las distintas zonas inundables.

El siguiente bloque (Capítulo 7) corresponde al desarrollo de los aspectos relacionados con la modelización hidráulica requerida para la delimitación de las zonas inundables, de la zona de flujo preferente y del cauce en base a la cartografía y la hidrología generadas, empleando modelos hidráulicos uni o bidimensionales.

Finalmente, en la última fase, de calibración y delimitación de la inundabilidad, conviene que los equipos que hayan realizado ambos estudios estén perfectamente coordinados, con el fin de optimizar y aprovechar los avances realizados en ambos sentidos. En muchas ocasiones, será el análisis histórico y geomorfológico el que alimente al estudio hidráulico, pero habrá otras muchas situaciones en las que esto sea al revés, y los resultados obtenidos a partir de la modelización hidráulica sirvan de ayuda al primero, lo cual se intenta reflejar en el último bloque de la guía, en su Capítulo 8.

Asimismo, para facilitar la asimilación de los elementos más importantes a considerar, se incluyen cuadros de recomendaciones, que permiten un rápido análisis de los aspectos esenciales a tener en cuenta, y anejos que desarrollan algunos puntos significativos, tales como la rugosidad del cauce, o métodos más complejos y detallados para estudios particulares. ■

CAPÍTULO 2

CARTOGRAFÍA Y DATOS BÁSICOS DE PARTIDA

2.1

Información de partida

La información de partida para los estudios del SNCZI se basa fundamentalmente en la necesidad de disponer de información cartográfica lo más actual posible y de calidad suficiente de los tramos de estudio, en especial de los siguientes elementos:

- El modelo digital del terreno (MDT) de la cuenca y del tramo fluvial a estudiar con la mejor resolución posible.
- Ortofoto actual de la zona de estudio a la mejor resolución posible.
- Fotos aéreas históricas georreferenciadas. Si bien existen otros vuelos históricos, en general el vuelo de referencia es el vuelo americano de 1956-57.
- Croquis detallando las dimensiones y las cotas de los elementos o infraestructuras localizadas en la zona de estudio que pueden afectar a la inundabilidad, como puentes, motas, encauzamientos, azudes, etc.
- Información sobre elementos localizados aguas arriba y abajo de la zona de estudio que ayude a definir las condiciones de contorno o de borde de la simulación, como por ejemplo el nivel del mar, niveles de embalses, azudes, puentes, etc.
- Información sobre los usos del suelo para determinar las pérdidas de energía del agua.

2.2

Modelo digital del terreno

A la hora de realizar el estudio hidrológico de la cuenca, suele ser necesario disponer de un modelo digital del terreno de la zona, para calcular la cuenca vertiente y otros parámetros hidrológicos necesarios. En principio, la resolución y precisión del modelo digital del terreno necesarias dependerán del tamaño de la cuenca. Como modelo digital del terreno inicial puede ser muy útil el disponible en la aplicación CAUMAX[1], de una resolución de 500 metros adaptado del disponible del Servicio Geográfico del Ejército. En función del tamaño de la cuenca se pueden utilizar otros modelos digitales disponibles de tamaño de celda de 100 metros o de 25 metros, a desarrollar a partir de la cartografía 1:25.000 del Instituto Geográfico Nacional.
Para la realización de los estudios geomorfológicos e hidráulicos es necesario disponer de una cartografía de mucha más precisión y que represente fielmente la realidad del terreno en el tramo de estudio. Para estos estudios, se debe utilizar un modelo digital del terreno (MDT) generado mediante el tecnología LIDAR, el cual debe ser tratado con el objeto de eliminar las cotas correspondientes a elementos distintos al terreno: vegetación, puentes, etc.

2.2.1. Introducción a la tecnología LIDAR

El LIDAR (*Light Detection And Ranging*) es un sistema activo (lo que significa que contiene un emisor de impulsos y un receptor) de detección remota basado en un sensor láser. El instrumental se instala en un avión desde el cual se procede a la emisión de un pulso láser y a la medida del tiempo que tarda dicho pulso en llegar a un objeto, en el cual rebota, y volver al avión. De este modo, a cada tiempo de respuesta se le asigna una cota. Esta cota será menor (más baja topográficamente) cuanto mayor sea la demora y mayor (más elevada topográficamente) cuanto menor sea el tiempo transcurrido.
Según las características del objeto al que llega el pulso láser se pueden dar diferentes respuestas:

a) En una superficie sólida (edificios, suelo, etc.), el rayo se refleja y vuelve al avión.

b) En el agua, el rayo láser es absorbido y no vuelve al avión, por lo que no se obtiene información.

c) En vegetación, al chocar con la copa del árbol parte del rayo se refleja y vuelve al avión, pero parte del rayo la atraviesa hasta llegar al suelo. En este caso, el sistema guarda el primer y último pulso.

El sistema instalado en el avión no trabaja solamente en la vertical del mismo. También se realizan medidas transversalmente a la dirección de avance, con un cierto ángulo respecto a la vertical.

Figura 1. Toma de datos del LIDAR (fuente: DIELMO).

[1] Mapa de caudales máximos del CEDEX.

Figura 2. Toma de datos del LIDAR (fuente: INCLAM).

El avión realizará diferentes pasadas, paralelas entre sí, sobre el terreno. Según el área total que se quiera medir, el número de pasadas será mayor o menor.
El registro del primer pulso permite describir la superficie (parte más alta) de los objetos, mientras que el registro del último eco se usa para conocer la superficie del suelo. La capacidad multi-retorno se utiliza para detectar vegetación y su altura.
Se desea obtener una superficie continua de datos procedente de los diferentes barridos descritos, por lo que es necesario que exista un cierto solape entre ellos para poder unirlos. Cuanto mayor sea el solape, mejor será el resultado final. Por otro lado, esto implica un mayor número de pasadas sobre el terreno y más tiempo.
El resultado final es una nube de puntos que refleja el terreno y los elementos existentes en él:

- Terreno base
- Vegetación
- Edificios

El resultado deberá tratarse para obtener los productos deseables.
La resolución del vuelo LIDAR se caracteriza por el número de puntos medio por metro cuadrado del que se dispone de información. La densidad puede variar de 50 puntos por metro cuadrado en vuelos en helicóptero, hasta 0,33 de vuelos en avión a alta distancia.
Una precisión excesiva puede encarecer notablemente el precio del vuelo y complicar la modelización, mientras que poca precisión redundará negativamente en la calidad de los trabajos. Para el SNCZI se recomienda emplear densidades medias, y, en especial, la densidad que aporta el LIDAR PNOA del Instituto Geográfico Nacional.
En este sentido, el Instituto Geográfico Nacional comenzó en el año 2009 los trabajos necesarios para obtener el vuelo LIDAR de gran parte del territorio nacional, de densidad promedio 0,5

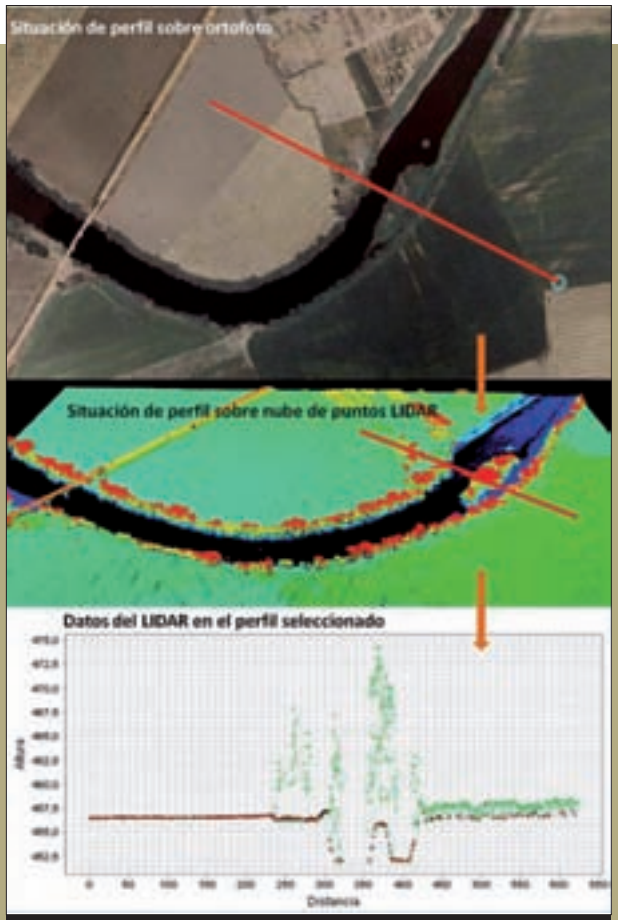
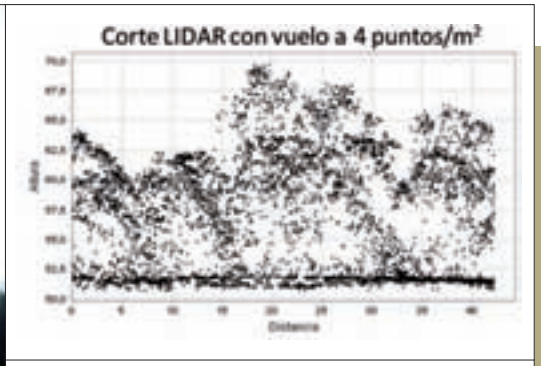


Figura 3. Toma de datos del LIDAR: ortofoto, vista en 3D de la nube de puntos LIDAR y perfil transversal (fuente: DIELMO).



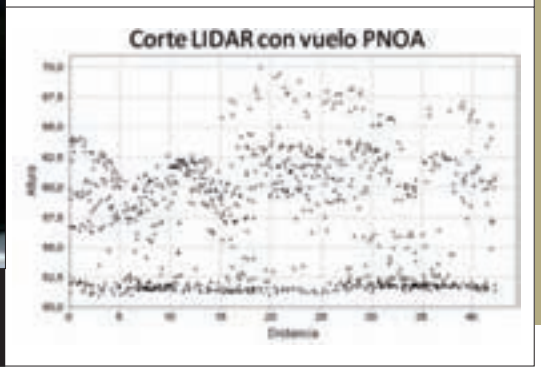
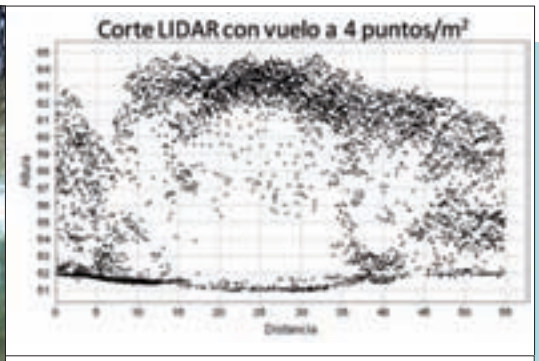


Figura 4. Comparativa vuelo LIDAR 4 puntos/m², vuelo LIDAR PNOA (fuente: DIELMO).



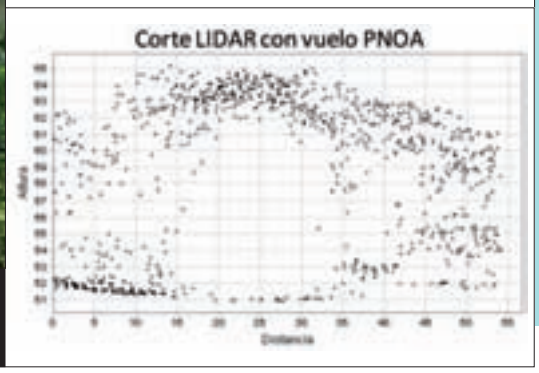


Figura 5. Comparativa vuelo LIDAR 4 puntos/m², vuelo LIDAR PNOA (fuente: DIELMO).

puntos/m². En aquéllas zonas de las que se disponga de la información de base del vuelo, que cuenta con los controles de calidad y garantías propios del IGN, se podrá emplear como base para generar los MDT de futuras modelizaciones.

En el año 2010, dentro del marco del proyecto XERRAC[2], se realizó una comparación de los resultados entre el LIDAR PNOA y un LIDAR convencional con vuelo a 4 puntos/m². Los resultados, como se puede ver en las Figuras 4 y 5, muestran que, pese a la menor precisión, la definición de elementos es suficiente para caracterizar el terreno.

Por otra parte, dentro de los trabajos de caracterización ecológica del Alto Guadiana, se comparó el vuelo del IGN con otro realizado específicamente para este trabajo, como se muestra en la Figura 6.

Se puede comprobar que el vuelo a 0,5 puntos/m² es suficientemente representativo de la realidad

[2] Proyecto realizado en febrero de 2010 por Dielmo-UPV-Bálma.

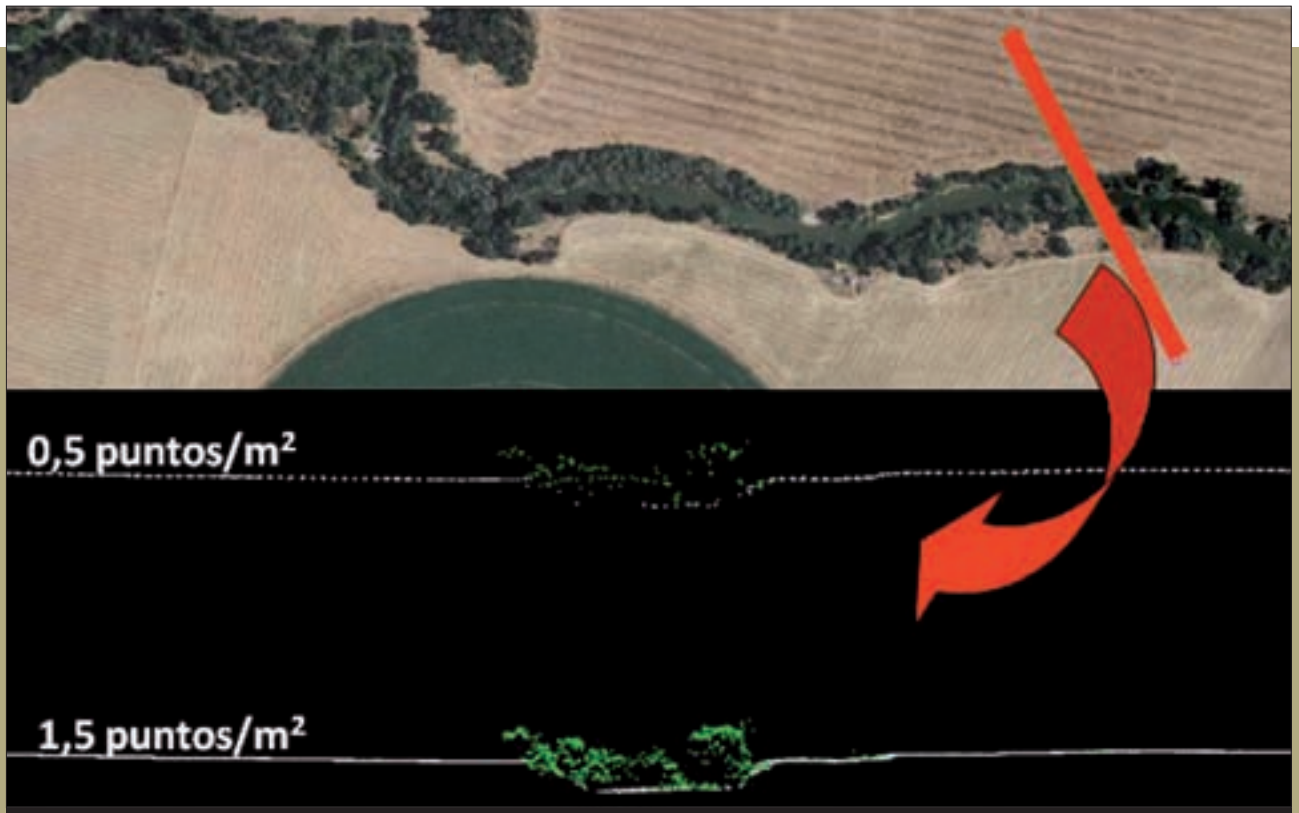


Figura 6. Comparativa vuelo LIDAR 0,5 puntos/m², vuelo LIDAR 1,5 puntos/m² (fuente: TRAGSA).

del terreno, y su uso permitirá en el futuro una gran reducción de costes en los estudios de zonas inundables.

2.2.2. Precisión del LIDAR

La calidad del resultado final depende de dos factores:

Precisión durante la toma de datos

Para poder referenciar correctamente el punto que se ha medido en el terreno, se utiliza la combinación de dos técnicas diferentes:

a) INS (Sistema de Navegación Inercial): permite medir la orientación exacta del sensor. Este sistema mide los diferentes ángulos en los que se toman los datos con una precisión de 0,001 grados. Esto, además, permite compensar los movimientos bruscos que sufre el sensor a bordo del avión, pudiendo calcular en cada momento las coordenadas exactas del punto que se está midiendo en el terreno.

b) GPS diferencial: permite medir la posición exacta del sensor (su ubicación en el espacio, es decir sus coordenadas en el momento de efectuar cada medición).

De esta forma se obtienen las alturas del terreno con un error de +/- 15 cm en altura. Si el sensor trabaja con una frecuencia de hasta 150 kHz, el proceso de medida descrito anteriormente se repite 150.000 veces por segundo, lo que permite obtener modelos de alta precisión, con una resolución espacial de 1 metro por pixel.

Precisión aportada por el procesado de los datos de campo

El procesado de datos se basa en la aplicación de diferentes tipos de algoritmos sobre los datos obtenidos en los vuelos. Las diferentes empresas que realizan este tipo de trabajos pueden tener sus propios algoritmos.
Los algoritmos que se basan en la triangulación seleccionan puntos que hagan mínimo el error en la interpolación. En este caso se puede llegar a modificar el dato original para lograr este objetivo. Otros algoritmos mantienen las cotas originales y se centran en la interpolación de los puntos sin datos originales, situados entre los datos tomados, que permanecen fijos.
De esta manera, aun partiendo de los mismos datos LIDAR, se puede obtener diferentes resultados según el procesado de los mismos.
Esto es particularmente importante a la hora de definir bordes de edificios o muros a lo largo del

cauce. Se debe evitar que los métodos empleados pierdan la información inicial tomada durante el vuelo LIDAR.

En la Figura 7 se muestra la diferencia entre un MDT generado con pérdida de información y otro que mantiene la información de partida.

Los nuevos métodos de interpolación trabajan partiendo de la información espacial de la forma de las curvas de nivel e interpolando a partir de ella, sin una estructura predefinida. En consecuencia, se evita este tipo de error y es posible reconstruir las vaguadas, con lo que se obtienen modelos hidrológicamente correctos.

Así, se reconstruye la superficie del terreno de una manera suave, sin la aparición de plataformas, oscilaciones, cambios bruscos de pendiente indeseados y demás artefactos producidos por otros métodos de interpolación. Esto se aprecia cuando tenemos grandes zonas sin dato y que hay que interpolar, por ejemplo en cuerpos de agua, o al eliminar los edificios del MDS. En la Figura 8 se pueden ver algunos ejemplos.

Por último, se procede a la verificación visual comparando el MDT/MDS con ortofotografías de precisión. El objetivo es comprobar que el producto final se corresponde con la realidad observada.

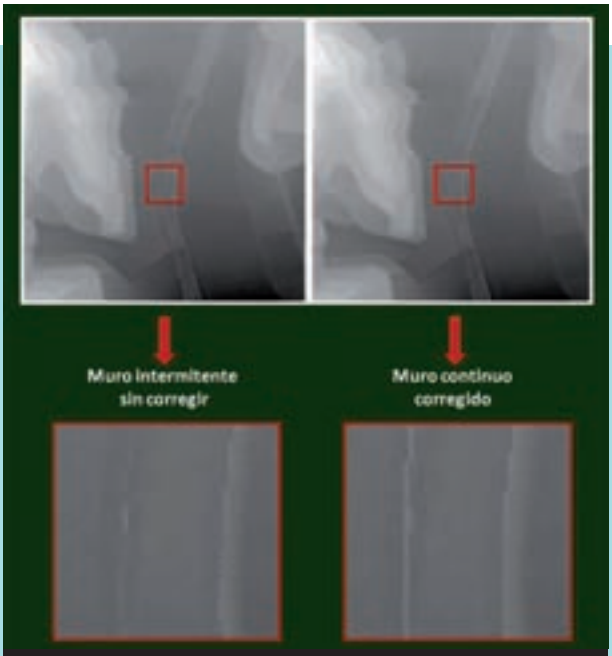


Figura 7. Control de calidad del MDT: corrección de muros (fuente: DIELMO).

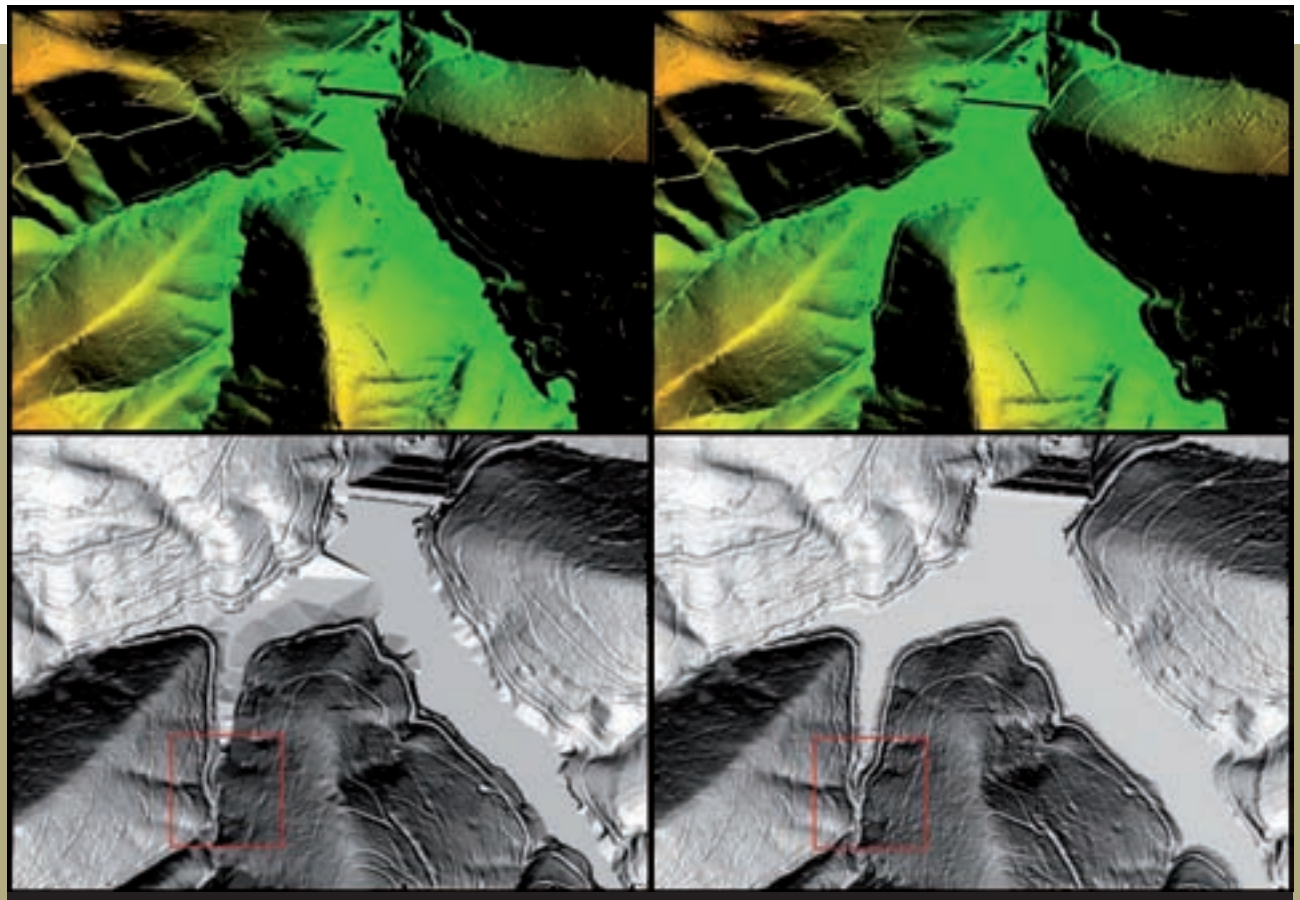


Figura 8. Interpolaciones, con errores (izquierda) y sin errores (derecha) en zonas con agua: embalses (fuente: DIELMO).

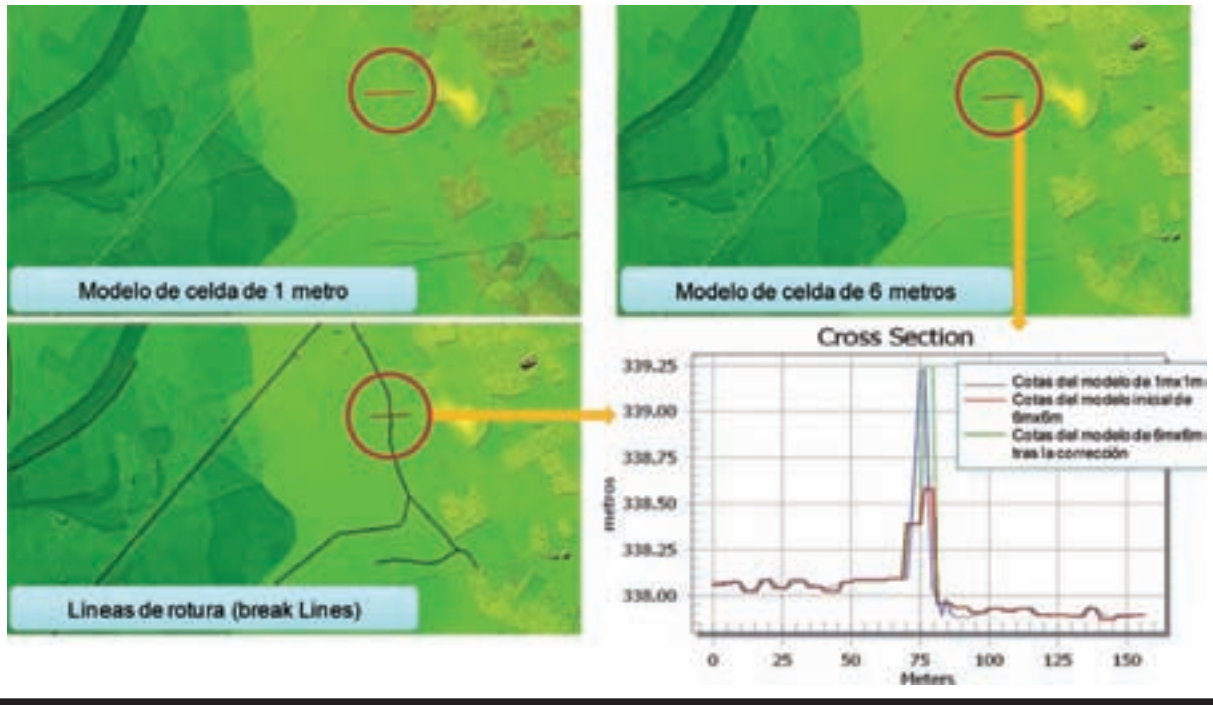


Figura 9. Corrección de errores derivados del cambio de escala. Reperfilado de líneas de rotura (fuente: INCLAM).

2.2.3. Control de calidad por cambios de escala (o *resize*)

La aplicación de modelos hidráulicos bidimensionales exige el empleo de cartografías de tamaño importante, debido a la gran información suministrada en el MDT. Esta circunstancia hace necesario, en ocasiones, reducir la precisión del MDT, pasando de 1x1 m a 2x2 m, 5x5 m e incluso hasta 6x6 m. En este caso será especialmente importante comprobar que no se han perdido las características de los elementos primordiales en la modelización, definiendo líneas de rotura en las que existe la posibilidad de que haya que revisar y corregir las cotas del MDT.

En la Figura 9 se incluye un ejemplo de corrección de un MDT de 6x6 m por medio de líneas de rotura comparado con un MDT de 1x1 m.

2.2.4. Ventajas e inconvenientes del LIDAR respecto a la cartografía tradicional

El LIDAR presenta ventajas muy claras en lo que a la determinación de zonas inundables se refiere. Sin embargo, como se muestra en la Tabla 1, también cuenta con algunas desventajas que pueden obligar al empleo conjunto de topografía clásica.

Tabla 1. Ventajas e inconvenientes de la tecnología LIDAR frente a la cartografía tradicional.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
• Mayor precisión en cotas • Homogeneidad de resultados • Facilidad de manejo para la obtención de datos para la modelización hidráulica • Reducción considerable del trabajo de delineación posterior al cálculo hidráulico • Menor coste	• Necesidad de realización de batimetrías en aquellos casos en que los cauces lleven agua • Falta de información asociada (toponimia, etc...) • Dificultad de cartografiar superficies cubiertas de vegetación muy densa, lo que puede dar lugar a errores en MDTs finales • Fallos de precisión en la delineación de líneas, límites o aristas visibles en imágenes fotográficas (motas, orillas, etc.)

2.2.5. Productos iniciales

Los productos obtenidos inicialmente, previos a tratamientos específicos, son los siguientes:

Modelo digital de superficies (MDS)

A partir de la nube de puntos original, se obtiene el MDS que almacenará la altura máxima medida para cada unidad de superficie.

Modelo digital de intensidades (MDI)

A partir de la nube de puntos original, se obtiene el MDI que almacenará los valores de la intensidad medida por el LIDAR para cada uno de los pulsos emitidos. Esta imagen de intensidades puede dar información de diferentes tipos de superficies.

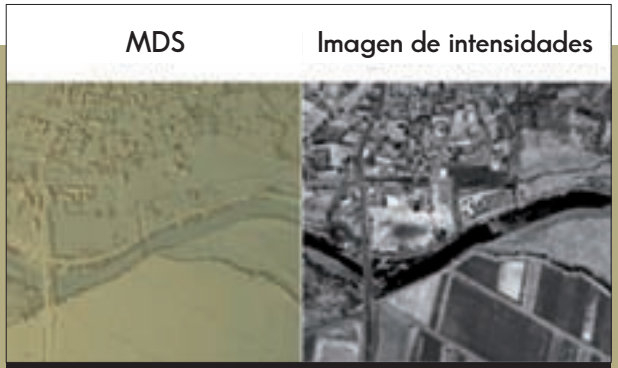


Figura 10. Productos iniciales (fuente: DIELMO).

Estos productos iniciales deberán ser tratados para obtener aquéllos que se emplearán en los estudios del SNCZI. Para ello será necesario realizar un estudio detallado del MDS en base a la ortofotografía disponible y a las imágenes de intensidades. A partir de la ortofoto se pueden identificar zonas donde se localicen edificaciones u otras construcciones como antenas, aerogeneradores, catenarias, puentes y pasos elevados, vegetación y vehículos que, debido a la técnica de levantamiento del MDS del sistema LIDAR, den lugar a cotas que necesiten ser restituidas. Con este fin, puede ser útil la información generada en el análisis histórico y geomorfológico en el que se identifican las zonas con errores topográficos inducidos por la vegetación. En ocasiones, puede ser necesario visitar la zona de estudio para realizar comprobaciones y obtener información de las elevaciones del terreno *in situ*.

2.2.6. Eliminación de puentes

Como se ha indicado anteriormente, el pulso del LIDAR, al rebotar sobre el tablero de los puentes, da como resultado que la cota del MDS en el punto sea la cota superior del tablero del puente, no la del cauce, por lo que será necesario restituir las cotas del cauce para que las modelizaciones posteriores sean correctas. El proceso necesario para la eliminación de los puentes es el siguiente:

1. Identificación de las zonas que son candidatas a ser clasificados como puentes o pasos elevados.
2. Comprobación de si realmente se trata de un puente-paso elevado o, de lo contrario, se trata de un falso positivo.
3. En el caso de tratarse de un puente, retoque manual de la parte del mismo que se quiere eliminar (zona marcada con círculos en la Figura 11.
4. Eliminación de las alturas de los puntos del MDS correspondientes a la zona que se haya seleccionado como puente. Si se interpolan directamente los puntos que se han borrado, habrá problemas con la calidad del MDT obtenido porque también se expandirán las alturas de la parte alta del puente hacia la zona eliminada. Para evitar este problema, será necesario definir líneas de rotura por medio de puntos que representen geométricamente la estructura (desde los puntos azules hasta los rojos en el puente principal de la Figura 11). Estos puntos se seleccionan de forma visual, con la seguridad de que pertenecen al punto más bajo del puente. Posteriormente, sobre el MDS al que se le han eliminado los puntos del puente, se dibujan las líneas de rotura desde el valor de altura de los puntos rojos hasta el valor de altura de los azules.
5. Generación del MDT final.

Figura 11. Detección y eliminación de puentes, pasos elevados y obras de drenaje (fuente: INCLAM).

2.2.7. Corrección de zonas con agua

En ocasiones, debido a la presencia de agua o vegetación en el cauce del río, a pesar de que la adquisición de los datos sea correcta y de que se haya hecho un buen control de calidad en el procesado de los datos, el modelo digital del terreno generado con tecnología LIDAR presenta algunos errores en el cauce del río que cortan el camino del agua y dan problemas a la hora de realizar un estudio hidráulico. Esto es un inconveniente generalizado, independientemente del *software* de procesado que se utilice, que hay que minimizar con un buen control de calidad dentro del cauce.

En las Figuras 12, 13 y 14, se aprecia claramente cómo antes de la corrección el cauce se cerraba debido a un problema de interpolación de los puntos que quedan como suelo después de eliminar la vegetación, y cómo posteriormente se consigue abrir el cauce asignando las cotas adecuadas en función de la información que aportan los perfiles transversales.

En lugar de mantener en el MDT la altura del agua, será necesario disponer de perfiles batimétricos de los ríos, de forma que en las zonas de agua sean las medidas de campo las que se fijen como cota del terreno en los perfiles y los datos LIDAR se utilicen para obtener la anchura del cauce. De esta forma se integrarán dentro del mismo MDT los datos LIDAR con los perfiles batimétricos en campo, para obtener un único modelo con la aproximación más realista posible del terreno.

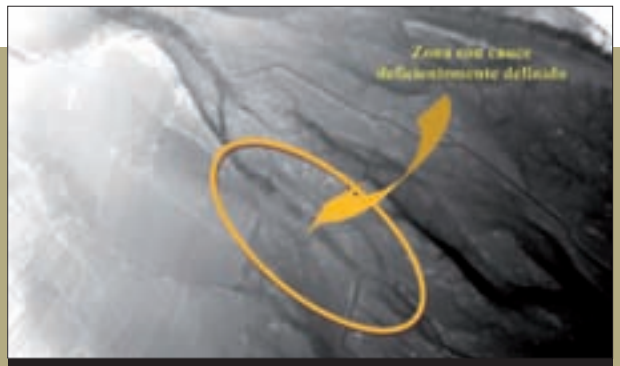


Figura 12. Toma de datos del LIDAR (fuente: DIELMO).

Figura 13. Detección de zonas a corregir con batimetrías (fuente: DIELMO).

Figura 14. MDT tras corrección (fuente: DIELMO).

2.2.8. Vectorización de edificios

A partir de los datos LIDAR y con el apoyo necesario de las ortofotos disponibles (generalmente procedentes del PNOA), será necesario realizar una vectorización manual de los edificios presentes en la zona de estudio, de forma que se pueda obtener un MDT eliminando la vegetación y demás objetos, manteniendo la altura de los edificios.

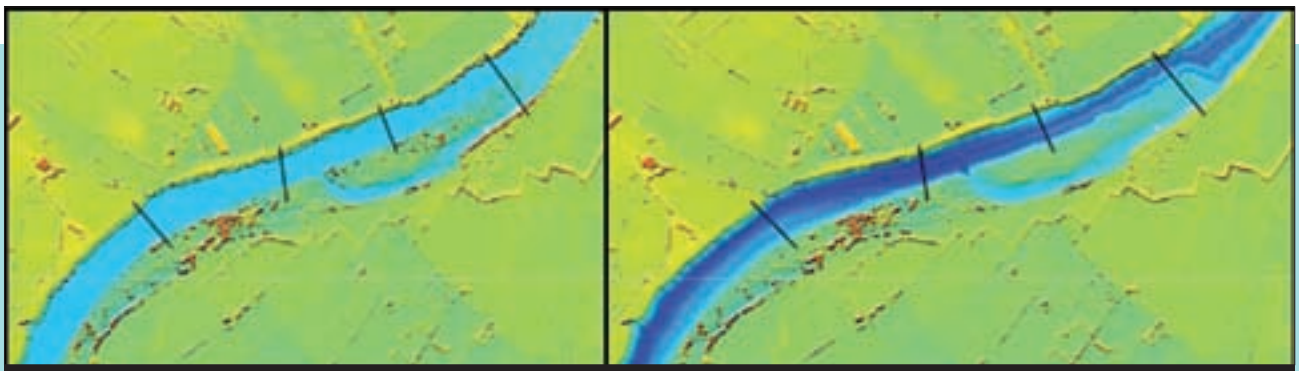


Figura 15. MDT inicial (izquierda) y corregido (derecha) (fuente: INCLAM).

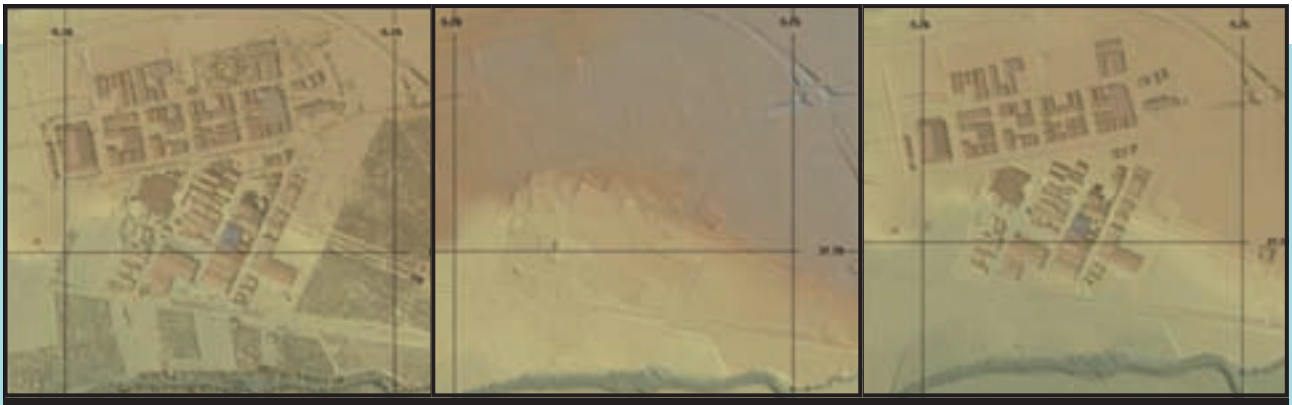


Figura 16 (izquierda y centro). Modelo digital de superficies (MDS), Modelo digital del terreno (MDT) (fuente: DIELMO).
Figura 17 (derecha). Modelo digital del terreno con edificios (MDE) (fuente: DIELMO).

Este producto será de gran ayuda para realizar el estudio hidráulico. En las Figuras 16 y 17 se puede observar el MDS de una población cercana a un río, el MDT donde se han eliminado todos los objetos no pertenecientes al terreno, y por último el MDT con edificios (MDE).
Los edificios influyen en las líneas de flujo de la modelización, por lo que cualquier simulación en régimen real debe considerarlos de forma adecuada.

2.2.9. Identificación de motas y terraplenes de obras lineales

Las motas y terraplenes de obras lineales que bordean los cauces son elementos que afectan especialmente a las modelizaciones, ya que delimitan la zona por la que circulan los caudales y pueden restringir el Dominio Público Hidráulico.
Las motas deberán estar bien definidas, por lo que será necesario su identificación en ortofoto y su comprobación en el MDT. En el caso en que la precisión del MDT no sea suficiente para definir la estructura, debería caracterizarse la misma por medio de perfiles taquimétricos.

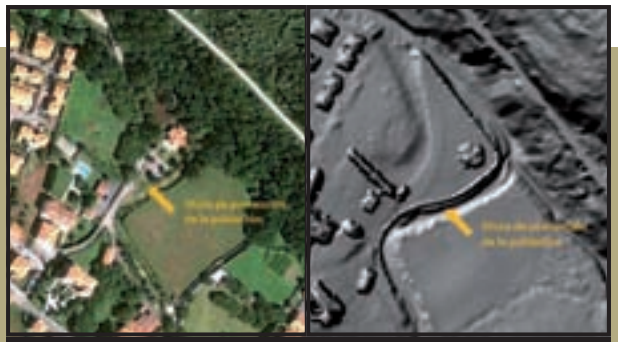


Figura 18. Mota de protección de Otañes (Cantabria) sobre ortofoto y sobre *hillshade* de MDT (fuente: IGN).

2.2.10. Productos finales: MDT_{actual} y $MDT_{natural}$

Para la realización de la modelización hidráulica correspondiente a la situación actual de la llanura de inundación, es decir, con una geometría del terreno alterada por las posibles modificaciones antrópicas existentes, se utilizará el MDT_{real} que consistirá en el modelo digital de superficies en el que se habrán eliminado los elementos correspondientes a la vegetación, se habrán corregido las profundidades de cauce, se habrán eliminado los puentes y se habrán incluido (y revisado) aquellos elementos antrópicos de larga duración, tales como edificios, motas, terraplenes, etc. El MDT_{real} que se utiliza para la modelización en condiciones alteradas pasa a denominarse MDT_{actual}. Si la resolución espacial del MDT no cambia, el MDT_{real} y el MDT_{actual} serán idénticos.
Las alteraciones antrópicas existentes en la llanura de inundación se pueden clasificar en función de que sean o no susceptibles de sufrir modificaciones e incluso ser eliminadas en el futuro. Esto diferenciaría, por ejemplo, una extracción de materiales de un relleno artificial urbanizado. La cantera se considera un elemento artificial susceptible de ser modificado o eliminado en el futuro mientras que el relleno artificial urbanizado está totalmente integrado en la morfología del terreno y, por tanto, no se considera probable que vaya a ser modificado o eliminado con el tiempo.
El MDT_{actual} se debe modificar de tal forma que se restituyan las cotas del terreno que correspondan a aquellos elementos antrópicos que se consideren susceptibles de sufrir modificaciones o incluso ser eliminados en el futuro a corto o medio plazo. Siguiendo el ejemplo anterior, la excavación de la extracción se eliminaría del MDT pero el relleno artificial urbanizado no. El nuevo MDT obtenido de esa forma se denomina

en esta guía como $MDT_{natural}$ y servirá de base para la modelización hidráulica en condiciones naturales que permitirá fundamentalmente determinar el Dominio Público Hidráulico. En principio, y teniendo en cuenta los plazos de revisión de las zonas inundables, se considerarán como permanentes elementos tales como terraplenes de carreteras y ferrocarriles, motas de protección de zonas urbanas consolidadas, etc., aunque su posible eliminación podrá ser considerada a nivel de los Planes de Gestión. En el caso de las motas rústicas, será necesario hacer un estudio específico de cada una, estableciendo su eventual provisionalidad. El régimen real (o alterado) será por tanto considerado únicamente a nivel hidrológico. Por otro lado, en el caso en que se quiera definir el DPH, los puentes no se considerarán en las simulaciones hidráulicas; sin embargo sí se considerarán en cualquier otra simulación actual, ya que aunque se elimine la información del MDT por razones de configuración del terreno, sí será necesario considerar la influencia de la geometría de puentes y obras de fábrica en el comportamiento hidráulico de los cauces.

En la Figura 19 se muestran ortofotos de los años 1956 (a) y 2003 (b) del análisis histórico y geomorfológico en las que se define con una línea amarilla la llanura de inundación correspondiente al año 1956 y con una línea roja en la ortofoto de 2003 un relleno artificial urbanizado. Asimismo se muestran el MDT original del LIDAR (c) en el que se identifica el relleno artificial urbanizado y el $MDT_{natural}$, en el que se han eliminado la vegetación y los elementos artificiales

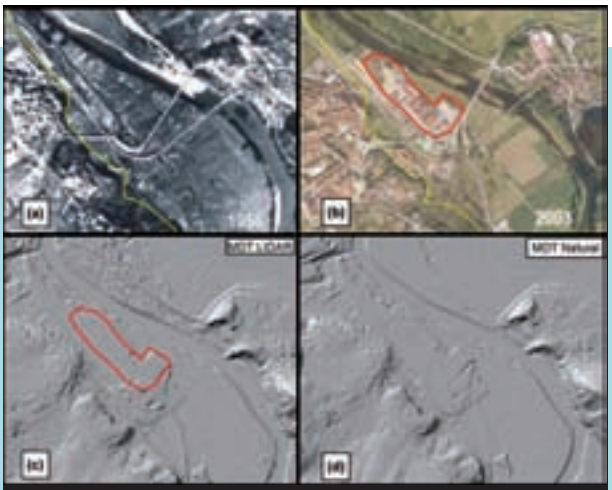


Figura 19. Identificación de relleno artificial urbanizado sobre ortofoto (tomado de los resultados del análisis histórico y geomorfológico), y MDT original del LIDAR y $MDT_{natural}$ en el tramo bajo del río Nalón (fuente: INDUROT).

pero se ha mantenido el relleno artificial urbanizado. Existe un producto intermedio, el modelo digital de elevaciones (MDE) en el cual se elimina la vegetación manteniéndose los edificios y la cota superior de los puentes. Dicho producto es útil a la hora de evaluar la existencia de obras de fábrica en los cauces y su cota superior, que es un dato de interés a la hora de modelizar. Los condicionantes a tener en cuenta en la modelización en cada caso son:

Tabla 2. Condicionantes de los MDT de trabajo en el SNCZI.

Condicionante	Modelización de zonas inundables	Modelización de DPH
	MDT ACTUAL	MDT NATURAL
Tipo de modelización	Modelización en régimen alterado de caudales Introducción de puentes en modelo	Modelización en régimen natural de caudales
Actuaciones sobre el MDE para obtener el MDT de trabajo	Eliminación de: • Vegetación • Tableros, pilas y estribos de puentes Mantenimiento de: • Motas • Encauzamientos y cortas • Edificios salvo excepciones	Eliminación, en el ámbito de DPH, de: • Vegetación • Tableros, pilas y estribos de puentes • Edificios Mantenimiento de: • Motas de zonas urbanas consolidadas • Encauzamientos y cortas

2.3

Ortofotos actuales

Si bien se pueden utilizar ortofotos encargadas específicamente para la realización de los trabajos, desde la presente guía se recomienda emplear las ortofotos obtenidas por el Instituto Geográfico Nacional, ya que han sido elaboradas con criterios homogéneos en todo el territorio nacional, y cuentan con la calidad necesaria y los controles fiables de la institución, reduciendo los costes de base de elaboración de los estudios.
El Instituto Geográfico Nacional elabora de forma periódica las ortofotos de todo el territorio nacional en el Sistema Geodésico de Referencia ETRS89 (Península, Illes Balears, Ceuta y Melilla), y REGCAN95 (Canarias), de cara a obtener la información gráfica de referencia con especificaciones técnicas comunes y consensuadas con los organismos públicos participantes (Administración General del Estado y Comunidades Autónomas). Existen tres tipos de información en función de las escalas de vuelo y de la cartografía obtenida: PNOA 50, 25 y 10, cuyas especificaciones técnicas se indican en la Tabla 3. Las ortofotos del IGN están disponibles en la página web del centro de descargas del organismo. Para la obtención de las ortofotos se sigue el siguiente proceso:

1. Vuelo fotogramétrico equivalente a una escala de vuelo 1:15.000 (PNOA 25) y 1:30.000 (PNOA 50), con una cámara digital de alta resolución y un vuelo LIDAR. Con periodicidad bianual se realiza una actualización de las ortofotos del territorio de forma alterna, PNOA 25-PNOA 50.

Figura 20. Imagen del PNOA a varias resoluciones: PNOA 25 y PNOA 50 (fuente: IGN).

2. Toma de datos GPS y sistema inercial IMU/INS en vuelo, para el procesado de la trayectoria del avión.
3. Aerotriangulación digital por métodos automáticos.
4. Generación del modelo digital de elevaciones (MDE).
5. Ortoproyección a partir del modelo digital de elevaciones depurado y editado.

El resultado obtenido tiene las características técnicas incluidas en la Tabla 3.

Tabla 3. Características técnicas de las ortofotos PNOA.

Características	Tamaño de pixel proyectado sobre el terreno GSD (cm)		Precisión planimétrica (X,Y) Error cuadrático medio (m)	Precisión altimétrica (Z) Error cuadrático medio (m)	Paso de malla	Escala adecuada para restituir
	Vuelo	Ortofoto				
PNOA 50 cm	45	50	≤1,00	≤2,00	5x5 m	1:10.000
PNOA 25 cm	22	25	≤0,50	≤1,00	5x5 m	1:5.000
PNOA 10 cm [3]	9	10	≤0,20	≤0,20 (con LIDAR)	1x1 m	1:1.000

[3] El PNOA 10 se actualiza cada 4 años y únicamente se aplica a zonas altamente urbanizadas y al primer kilómetro de costa.

2.4

Fotos aéreas históricas

Como se ha comentado anteriormente, el análisis de la fotografía aérea del 56 (conocida como "vuelo americano") constituye una base imprescindible para el desarrollo del análisis histórico-evolutivo del cauce. Permite estudiar el cauce y sus evidencias geomorfológicas de crecidas en un escenario más cercano al natural que el actual.
La información de base del vuelo americano corresponde a la fotografía aérea original en papel (escala aproximada 1:33.000), a la que hay que someter a un proceso de ortorrectificación para conseguir una imagen planimétricamente correcta que pueda ser utilizada en un SIG junto con el resto de datos geográficos. Algunos organismos públicos ya disponen de esta información; sin embargo, en algunos casos, puede ser necesario realizar los trabajos pertinentes para disponer de las ortofotos históricas.
En primer lugar, es preciso reseñar que el error de las ortofotos generadas a partir del vuelo americano (en cualquier zona del territorio) se estima que puede ser entre 5-10 m. Esto es debido a que en el proceso de generación de ortofotos a partir del vuelo americano se arrastran numerosos errores:

- Se tienen que estimar los parámetros de orientación interna (desconocida) de los fotogramas.
- Si la escala es 1:33.000, el GSD, es decir, el tamaño de pixel proyectado sobre el terreno será 66 cm, con la consecuente pérdida de precisión en la digitalización.
- Se utilizan puntos de apoyo de otros vuelos actuales.
- Se utiliza un modelo digital del terreno actual.

De forma concreta, el proceso de ortorrectificación del vuelo americano, a modo de ejemplo, podría consistir en los siguientes pasos:

2.4.1. Preparación de las fotos

Consiste en lo siguiente:

a) Escaneado completo de las fotos en papel de las zonas seleccionadas y recorte de borde, o adquisición de las fotos escaneadas al Servicio Cartográfico del Ejército. El escaneado de las fotos en papel, opción de menor coste, tiene menor calidad por lo que la detección de las evidencias históricas puede resultar más dificultosa.

b) Creación de un registro con la información más relevante de cada fotograma, que pueda ser útil en el proceso de ortorrectificación: nombre del archivo, fecha de escaneado, hoja 50.000 a la que pertenece, nombre del fotograma y distancia focal.

2.4.2. Proceso de ortorrectificación

El proceso más exacto se realiza por medio de *software* específico de ortorrectificación, ya que la simple georreferenciación con puntos de referencia puede dar lugar a errores al no tener en cuenta la curvatura terrestre. Los pasos a seguir serían los siguientes:

1) Datos de base:

- Modelo de relieve. Para no realizar una simple georreferenciación, sino una ortorrectificación, es necesario contar con un modelo de elevaciones. Para ello se puede usar un MDT existente, ya sea de resolución inferior, por ejemplo 25x25 m, o el propio del IGN para ajustar los desplazamientos verticales.
- Parámetros de base de la cámara: coordenadas del punto central de la foto, distancia relativa al punto central de las marcas fiduciales y distancia focal.

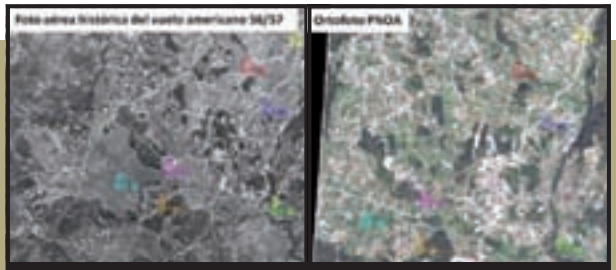


Figura 21. Selección de puntos de referencia (fuente: PAYMACOTAS).

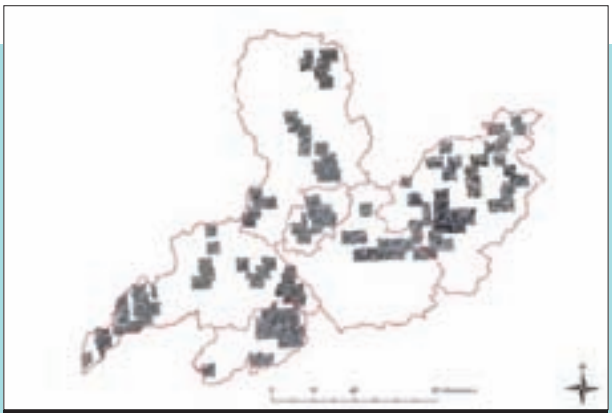


Figura 22. Mosaico ortorrectificado en primera fase en la C.H. Miño-Sil (fuente: PAYMACOTAS).

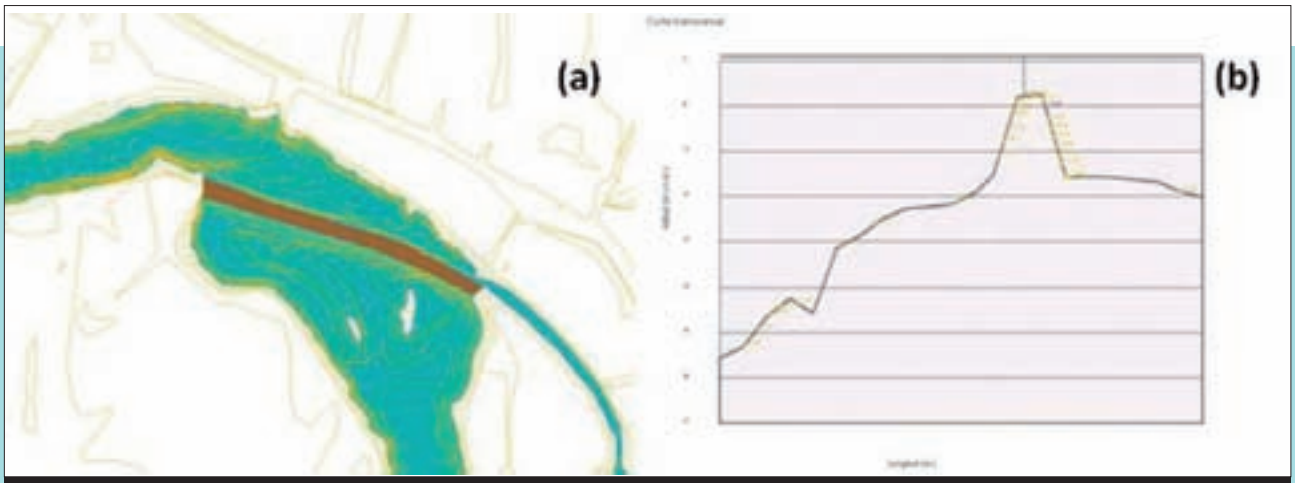


Figura 23. Azud del Marquesado en el río Júcar. (a) Planta. (b) Sección longitudinal del río.

Figura 24. Identificación de puentes en el tramo bajo del río Nalón y ejemplos de croquis de los mismos: (a) puentes identificados, (b) croquis del puente de Cudillero (información facilitada por INDUROT), (c) croquis del puente de FEVE (tomado de la Memoria del Proyecto Linde).

- Modelo de proyección: coordenadas UTM, *datum* ETRS89.

2) Introducción de puntos de referencia:

Elementos geográficos que pueden ser localizados en la fotografía aérea del 56 y en otra ortofoto actual o en la cartografía vectorial. Como mínimo es necesario utilizar 3 puntos de referencia por cada fotograma, siendo recomendable el empleo de entre 6 y 8 puntos.

3) Remuestreo de la imagen que genera una nueva imagen ortorrectificada.

2.5

Información cartográfica complementaria para la simulación

2.5.1. Caracterización de puentes y otras infraestructuras

En un análisis preliminar de la zona de estudio se deben ya identificar los elementos que pueden afectar de forma importante a la inundabilidad, ya sea en sentido positivo (agravando las consecuencias de la inundación) o negativo (creando una protección ante la inundación). Los elementos a considerar son infraestructuras tales como puentes, motas, encauzamientos, azudes, etc. Con el objeto de incorporar estos elementos en la modelización hidráulica se requiere, para cada uno de ellos, la realización de un croquis con sus características geométricas, así como las cotas de los elementos con mayor influencia en la determinación del flujo. Es fundamental que las cotas de estos elementos queden reflejadas en la modelización de la manera más precisa posible. En las Figuras 23 y 24, se muestran dos ejemplos del tipo de información requerida: un azud en el río Júcar (Figura 23) y los puentes existentes en el tramo bajo del río Nalón (Figura 24).
El modelo digital de elevaciones (MDE) suministrado junto con el MDT generado por el sistema LIDAR facilita el reconocimiento de estas estructuras y puede servir de base tanto para la identificación como para la definición de cotas, ya que en el mismo aparecen registradas las cotas de las motas, puentes, edificaciones, etc.

2.5.2. Usos del suelo y rugosidad

Para la definición de las pérdidas de carga es necesario disponer de información sobre los usos del suelo en el tramo de estudio. A falta de información más detallada, se propone utilizar como información de partida el mapa de usos del suelo del proyecto europeo CORINE LAND COVER (CLC) combinada con los datos del SIOSE (Sistema de Información de Ocupación del Suelo en España) y las ortofotos del PNOA.
El SIOSE tiene una escala equivalente 1:25.000 y agrupa los usos por polígonos según su porcentaje de influencia, por lo que será necesario cotejar con los datos del CLC y las ortofotos disponibles. Esta cuestión se trata en mayor profundidad en apartados siguientes. En la Figura 26 se muestra un ejemplo tomado del estudio realizado en el tramo bajo del río Nalón. ■

Figura 25. Identificación y posible determinación de las cotas de los puentes a partir del MDE del LIDAR y de la ortofoto.

Figura 26. Asignación de valores del coeficiente de rugosidad de Manning a los polígonos de usos del suelo del CLC2000 en el tramo bajo del río Nalón.

RECOMENDACIONES

La información de base será un vuelo LIDAR, siendo suficientemente precisos los vuelos realizados por el IGN para los estudios de zonas inundables. Dicho vuelo será la base para generar el modelo digital de superficies (MDS).

•

Se debe revisar el MDS generado por la tecnología LIDAR para detectar si presenta información de elementos distintos al terreno. Las elevaciones erróneas existentes en el MDT (debidas a existencia de vegetación, tableros de puentes, agua en cauces que absorben los pulsos del LIDAR) deben ser corregidas para obtener un nuevo MDT modificado (MDT_{actual}). En los cauces con agua puede ser necesario el uso de batimetrías.

•

El MDT_{actual} se debe modificar de tal forma que se restituyan las cotas del terreno que correspondan a aquellos elementos antrópicos que se consideren susceptibles de sufrir modificaciones o incluso ser eliminados en el futuro. El nuevo MDT ($MDT_{natural}$) servirá de base para la modelización hidráulica en condiciones naturales de la llanura de inundación.

•

Se identificarán los elementos existentes en el tramo de estudio que puedan afectar de forma importante a la inundabilidad de la zona: puentes, motas, encauzamientos, azudes, etc. Para ello será esencial el uso de las ortofotos del PNOA.

•

Se definirán las cotas de estos elementos con precisión a partir de croquis detallados para poder introducirlas en la modelización hidráulica.

•

Se seleccionará la información de base para definir los usos del suelo de la zona que será utilizada para determinar las pérdidas de carga por fricción. A falta de información de mayor detalle, se partirá de los polígonos de usos del suelo definidos por el proyecto europeo CORINE LAND COVER (CLC), de la información disponible en el Sistema de Información de Ocupación del Suelo en España (SIOSE) y de las ortofotos disponibles lo más actualizadas posible que serán adaptadas a cada caso concreto.

•

Para los estudios geomorfológico-históricos, es imprescindible disponer de las ortofotos de vuelos históricos (principalmente del vuelo americano de 1956/57). Si únicamente se dispusiera de los fotogramas en papel, será recomendable su escaneo y ortorrectificación, ya que una simple georreferenciación puede generar muchos errores.

CAPÍTULO 3

ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

3.1

Introducción

En principio, los caudales de cálculo a emplear en la delimitación de las zonas inundables para el desarrollo del SNCZI deben basarse en los datos proporcionados por el mapa de caudales máximos (CEDEX, 2009) desarrollado por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) para la Dirección General del Agua (DGA) del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (MARM). De esta forma se pretende evitar la realización de estudios hidrológicos específicos para cada una de las zonas de estudio, que en algunos casos pueden ser muy laboriosos, y conseguir además una adecuada homogeneidad en los criterios seguidos para determinar los caudales en las distintas partes del territorio. No obstante, aunque de forma general se empleen los resultados de los mapas de caudales máximos, hay que tener en cuenta que la información ofrecida por estos mapas presenta ciertas limitaciones, por lo que en algunos casos se requerirá la realización de estudios hidrológicos complementarios.

En primer lugar, los mapas han sido obtenidos en régimen natural, por lo que no reflejan las posibles alteraciones que las infraestructuras existentes aguas arriba, principalmente las presas, puedan causar sobre el régimen hidrológico. En aquellos casos en que existan alteraciones de importancia y se desee tenerlas en cuenta en la determinación de los cuantiles de caudal máximo, será necesario realizar estudios adicionales para corregir los valores de caudal proporcionados por los mapas.

Por otra parte, y como es lógico, a partir de los mapas se puede obtener información únicamente sobre los caudales punta, es decir, sobre los máximos caudales que pueden ocurrir a lo largo de la avenida, pero no se proporciona información sobre los hidrogramas de las crecidas. Para llevar a cabo la modelización hidráulica de algunas zonas inundables (por ejemplo, aquellas zonas donde se puedan producir importantes laminaciones durante la propagación de la avenida o donde exista un fuerte comportamiento bidimensional) es necesario conocer no sólo el caudal punta, sino también el volumen total de la avenida y la forma en que se distribuye ese volumen a lo largo del tiempo. Por último, hay que tener en cuenta que la precisión de los cálculos realizados para confeccionar los mapas es la correspondiente a un trabajo a escala nacional, por lo que en algunos casos puede considerarse necesario complementar la información del mapa con estudios locales de mayor detalle.

Tanto el cálculo de los caudales en régimen alterado como la realización de los cálculos hidráulicos en régimen variable requieren el conocimiento del hidrograma de la crecida y es, por tanto, a esa cuestión a la que se dedicarán en mayor medida las recomendaciones contenidas en este capítulo. Dichas recomendaciones se ilustrarán con los resultados obtenidos en el estudio hidrológico del río Narcea, que se encuadra dentro del estudio piloto realizado en el tramo bajo del río Nalón. También se incluye, en un primer apartado, una descripción general de los mapas de caudales máximos.

No obstante, puesto que uno de los objetivos de emplear como base del trabajo los mapas de caudales máximos es evitar, en la medida de lo posible, la realización de los estudios hidrológicos, se considera importante evaluar inicialmente si es necesario o no realizar estos estudios complementarios y, por tanto, si es suficiente para el estudio la información contenida en los mapas. De esta forma, se recomienda realizar previamente un análisis del grado de alteración de la cuenca, para lo cual se proporcionan unos criterios generales que permitan decidir si la alteración de algunas de las presas existentes aguas arriba puede ser importante, así como una estimación aproximada de la laminación esperable, tanto en los embalses como en la propia llanura de inundación, para lo cual se proporcionan también unos criterios sencillos.

3.2

El mapa de caudales máximos

El 17 de septiembre de 2004 fue firmado el Convenio de Colaboración entre la DGA y el CEDEX con título *Asistencia técnica, investigación y desarrollo tecnológico en materia de gestión de Dominio Público Hidráulico y explotación de obras*. Entre los trabajos previstos en este convenio figuraba la elaboración de un *Mapa de caudales máximos de avenida para la red fluvial de la España peninsular*, trabajo que, además de poner a disposición de los Organismos de Cuenca y de la propia DGA una herramienta muy útil para la gestión del Dominio Público Hidráulico, daba cumplimiento al mandato legal establecido en el artículo 28.2 de la Ley 10/2001, de 5 de julio, del Plan Hidrológico Nacional, al ser puestos sus resultados a disposición de las distintas administraciones y del público en general.

De común acuerdo entre la DGA y el CEDEX se tomó la cuenca del Tajo como cuenca piloto, con objeto de determinar las metodologías más

idóneas para abordar el conjunto del trabajo a escala nacional.

La metodología aplicada en el estudio ha partido de la selección de estaciones de aforos y embalses con suficiente información sobre caudales máximos como para realizar una estimación suficientemente fiable de sus cuantiles. Sobre las series de caudales máximos anuales disponibles se han aplicado diversas técnicas estadísticas para verificar la calidad de la información, así como la coherencia en la información de las distintas estaciones entre sí. A las series de datos finalmente seleccionadas se les ha ajustado una función de distribución con la finalidad de determinar sus cuantiles, es decir, su ley de frecuencia, tomando los siguientes periodos de retorno para el trabajo: 2, 5, 10, 25, 100 y 500 años. En el análisis de las leyes de frecuencia se han incorporado las siguientes técnicas estadísticas con objeto de mejorar la precisión de la estimación de los cuantiles, fundamentalmente de los correspondientes a los periodos de retorno más altos (100 y 500 años), para cuya estimación es necesario extrapolar la ley de frecuencia fuera del rango de probabilidad cubierto por los datos de la serie:

- Estudio de la combinación función de distribución-procedimiento de ajuste con un mejor comportamiento para el tipo de datos de la cuenca. Se ha seleccionado, aunque con algunas excepciones, la función de valores extremos generalizada (GEV) ajustada mediante L-momentos.
- Empleo de información regional en la determinación del valor del coeficiente de sesgo. Este estadístico tiene una gran influencia en la extrapolación de la función de distribución a altos periodos de retorno y, sin embargo, su estimación a partir de muestras de pequeña longitud presenta una gran imprecisión. Se han delimitado las regiones con un comportamiento estadístico homogéneo en el ámbito de la España peninsular, en las que se ha asumido un valor regional para el L-coeficiente de sesgo (L-CS). En la Figura 27 se muestran, a modo de ejemplo, las tres regiones consideradas dentro de la cuenca del Tajo.
- Incorporación de información histórica al análisis de las leyes de frecuencia en aquellos lugares donde ese tipo de información esté disponible. La información histórica correspondiente a las mayores avenidas ocurridas en la zona, es decir, a eventos de pequeña probabilidad de ocurrencia, proporciona información directa sobre el valor de los caudales en el rango de probabilidad no cubierto por los datos de aforo sistemático, mejorando de forma muy importante la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno.

El análisis estadístico de los datos foronómicos permite conocer los cuantiles en aquellos puntos en los que existen medidas de caudal, pero no puede aplicarse en aquellos puntos donde no están disponibles dichas medidas. Puesto que el objetivo del trabajo es elaborar un mapa que proporcione información sobre los caudales máximos de forma casi continua a lo largo de la red fluvial, es necesario estimar también los cuantiles en aquellos puntos no aforados. Dicha estimación debe realizarse forzosamente mediante extrapolación de los resultados obtenidos previamente para los puntos aforados. La extrapolación de resultados se ha realizado básicamente mediante dos procedimientos. Por una parte, se ha empleado un modelo hidrometeorológico, el método racional modificado (Témez, 1991). Dicho modelo se ha calibrado de tal forma que reproduzca adecuadamente los resultados, desde un punto de vista estadístico, en los puntos aforados, es decir, que para las hipótesis de cálculo adoptadas se obtenga como resultado los cuantiles previamente calculados mediante el análisis estadístico. Se asume que el modelo así calibrado proporciona resultados correctos en los puntos no aforados. Con este objeto, se ha realizado una calibración a escala nacional del umbral de escorrentía, uno de los parámetros empleados por dicho modelo. Este método se ha aplicado en cuencas de hasta unos 500 km^2 de superficie.

En aquellos puntos con mayor superficie de cuenca vertiente se han utilizado modelos estadísticos basados en relacionar, mediante ecuaciones de regresión múltiple, los cuantiles calculados a partir de las series temporales de las estaciones de aforo con determinadas

Figura 27. División de la cuenca del Tajo en regiones con comportamiento estadístico homogéneo.

características fisiográficas y climáticas de las cuencas. Esto ha permitido realizar estimaciones de los cuantiles en aquellos puntos no aforados, simplemente conociendo el valor en sus cuencas de las características fisiográficas y climáticas empleadas en la regresión. Se han definido ecuaciones distintas para cada una de las regiones estadísticas comentadas anteriormente. A modo de ejemplo, se incluyen en la Tabla 4 las ecuaciones obtenidas en la región 32, perteneciente a la cuenca del Tajo, junto con los valores del coeficiente de determinación ajustado (R^2_{adj}) y del error estándar (SEr).

Como etapa final del trabajo se aplica, mediante un sistema de información geográfica (SIG), tanto el modelo hidrometeorológico como el modelo estadístico para obtener como resultado, en cada una de las demarcaciones hidrográficas con cuencas intercomunitarias, un conjunto de seis capas (una para cada uno de los periodos de retorno considerados en el trabajo: 2, 5, 10, 25, 100 y 500 años) en formato *raster* con resolución de 500x500 m. En la Figura 28 se muestra, a modo de ejemplo, el mapa obtenido en la cuenca del Tajo para un periodo de retorno de 500 años. La red fluvial cubierta por los mapas es aquella en la que la cuenca vertiente es igual o superior a 50 km^2, teniendo en cuenta que la estimación de los caudales máximos en cuencas de reducido tamaño es fácilmente abordable mediante la aplicación de métodos hidrometeorológicos sencillos.

Adicionalmente, y con el objetivo principal de facilitar la consulta de los mapas de caudales máximos, se ha desarrollado una herramienta informática (CAUMAX) que permite visualizar y consultar dichas capas en el entorno de un sistema de información geográfica (Figura 29). La aplicación incorpora diversas capas de SIG que, por un lado, sirven de referencia geográfica para facilitar la consulta de los mapas y, por otro, permiten el cálculo de las variables y parámetros necesarios para la aplicación del método racional modificado en las cuencas vertientes a los puntos de la red fluvial no cubiertos por los mapas.

Junto con la consulta de los mapas de caudales máximos, la aplicación informática permite realizar estimaciones de los cuantiles correspondientes a otros periodos de retorno mediante interpolación entre los valores proporcionados por los mapas (Figura 30). Para realizar dicha interpolación, la aplicación informática emplea la función de distribución GEV y el método de mínimos cuadrados.

Asimismo, se incluye una herramienta que puede servir de ayuda para realizar estimaciones de los caudales de avenida en aquellos puntos de la

Tabla 4. Ecuaciones para la región 32, cuenca del Tajo (A es el área de la cuenca en km^2, P el cuantil de precipitación areal en la cuenca en mm correspondiente al periodo de retorno de que se trate y H la altitud media de la cuenca en m).

Región 32		
Modelo de regresión	R^2_{adj}	SEr(%)
$Q_2 = 10^{-4,3438} A^{0,6792} P_2^{0,8427} H^{0,9362}$	0,87	33,80
$Q_5 = 10^{-2,9825} A^{0,6569} P_5^{0,8573} H^{0,5532}$	0,91	29,40
$Q_{10} = 10^{-2,3975} A^{0,6419} P_{10}^{0,7751} H^{0,4446}$	0,92	28,55
$Q_{25} = 10^{-1,7958} A^{0,6228} P_{25}^{0,6470} H^{0,3687}$	0,92	28,10
$Q_{100} = 10^{-0,8303} A^{0,6009} P_{100}^{0,4582} H^{0,2288}$	0,93	29,35
$Q_{500} = 10^{0,3026} A^{0,5748} P_{500}^{0,1928} H^{0,1032}$	0,92	31,43

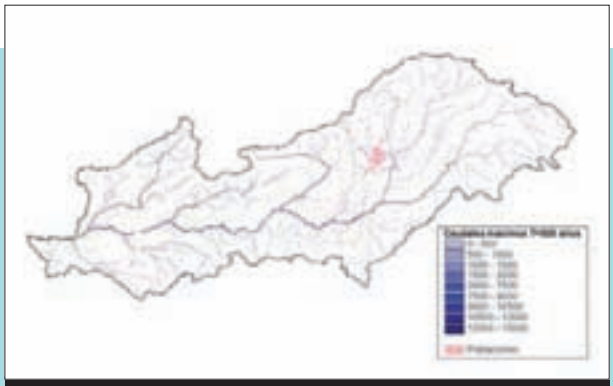


Figura 28. Mapa de caudales máximos de la cuenca del Tajo para un periodo de retorno de 500 años (m^3/s).

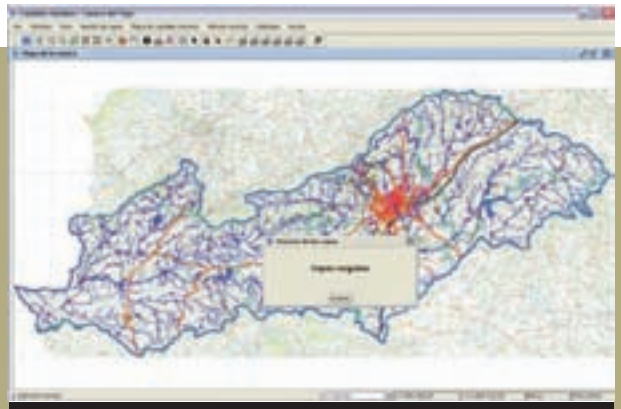


Figura 29. Ventana principal de la aplicación informática CAUMAX (cuenca del Tajo).

red fluvial que, por tener una cuenca vertiente inferior a 50 km^2, no están incluidos en los mapas. Esta herramienta permite aplicar el método racional modificado de Témez obteniendo las variables necesarias de forma automática a partir de las coberturas incluidas en la aplicación informática (Figura 31). La aplicación permite emplear otras coberturas de las que disponga el usuario distintas a las incluidas por defecto en la aplicación, o modificar manualmente los valores obtenidos para las distintas variables a partir de las coberturas. El programa limita la aplicación del método racional a aquellas cuencas con superficies iguales o superiores a 10 km^2 debido a la resolución de las coberturas incluidas en la aplicación y a partir de las cuales, como se ha dicho, se determina el valor de las distintas variables. El usuario tiene la opción de modificar el valor del tamaño mínimo de la cuenca de cálculo si, por ejemplo, ha cargado coberturas propias de mayor detalle para determinar el valor de las distintas variables, y desea adaptar dicho límite a la resolución de las nuevas coberturas.

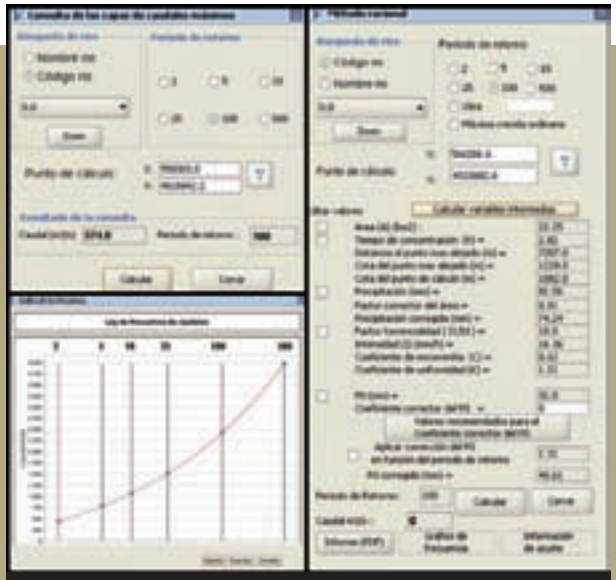


Figura 30 (izquierda). Ventana de la aplicación informática CAUMAX para consulta de las capas de caudales máximos (arriba) y ley de frecuencia interpolada (abajo).
Figura 31 (derecha). Ventana de la aplicación informática CAUMAX para aplicación del método racional.

RECOMENDACIONES

Con carácter general, los caudales de cálculo a emplear en la delimitación de las zonas inundables para el SNCZI se tomarán del mapa de caudales máximos desarrollado por el CEDEX para la Dirección General del Agua del MARM y disponible en www.marm.es y www.cedex.es.

Cuando existan embalses de importancia en la cuenca que alteren de forma significativa el régimen hidrológico, o se requiera el hidrograma de la avenida para realizar la modelización hidráulica, será necesario realizar estudios hidrológicos que complementen la información proporcionada por el mapa de caudales máximos.

3.3

Recopilación y análisis de la información foronómica

Cuando los resultados del CAUMAX no sean lo suficientemente precisos para el tipo de estudio, será necesario realizar estudios complementarios. Estos estudios comenzarán con la recopilación y análisis de la información foronómica.

El fenómeno natural de la llegada de avenidas a un determinado punto de un río es enormemente variable en frecuencia y magnitud, estando en esencia determinado por el azar y siendo, por tanto, imposible de predecir de forma determinística. De esta forma, el objeto fundamental de los estudios hidrológicos de crecidas consiste en caracterizar estadísticamente dicho fenómeno mediante el conocimiento de su ley de frecuencia, la cual relaciona la magnitud del caudal punta de avenida con su frecuencia de presentación (expresada mediante el periodo de retorno) o, lo que es lo mismo, con su probabilidad anual de ocurrencia.

La determinación de dicha ley es un problema fundamentalmente estadístico y debe ser, por tanto, abordado mediante la aplicación de las técnicas que ofrece dicha disciplina, para lo que es fundamental disponer de mediciones directas del fenómeno aleatorio a analizar. El estudio debe, por tanto, partir del análisis detallado de la información foronómica sobre caudales

máximos de que se disponga en la cuenca.
La metodología a aplicar deberá, por tanto, incluir la selección de estaciones de aforo y embalses con suficiente información sobre caudales y volúmenes máximos, el análisis de la calidad de su información, y el tratamiento estadístico de sus series temporales para determinar los cuantiles de los distintos periodos de retorno.
El análisis estadístico de los datos foronómicos permite conocer los cuantiles en aquellos puntos en los que existen medidas, pero no puede aplicarse donde no se dispone de datos. Dicha estimación debe realizarse forzosamente mediante extrapolación de los resultados obtenidos previamente para los puntos aforados. La estimación de los cuantiles en esos puntos puede realizarse básicamente mediante dos procedimientos, bien mediante modelos hidrometeorológicos calibrados de tal forma que reproduzcan adecuadamente los resultados, desde un punto de vista estadístico, en los puntos aforados, bien mediante modelos estadísticos que relacionen, mediante ecuaciones de regresión múltiple, los cuantiles calculados a partir de las series temporales de las estaciones de aforo, o determinados estadísticos de dichas series temporales, con determinadas características fisiográficas y climáticas de las cuencas.
Dado que, como se ha dicho, lo que se pretende fundamentalmente mediante los estudios hidrológicos complementarios es determinar los hidrogramas de crecida asociados a los caudales punta de avenida, bien para su posterior laminación en los embalses existentes en la cuenca, bien para su utilización en la modelización hidráulica, es importante que los resultados obtenidos en los puntos aforados mediante la aplicación de los modelos hidrometeorológicos reproduzcan adecuadamente, desde un punto de vista estadístico, no sólo la ley de frecuencia de caudales punta, sino también la ley de frecuencia de los volúmenes de avenida.

3.3.1. Criterios de selección de los puntos aforados (estaciones de aforo y embalses)

En primer lugar, es importante tener en cuenta que se puede obtener información sobre caudales y volúmenes de avenida en los siguientes puntos de medida:

- Estaciones de aforo de la ROEA (Red Oficial de Estaciones de Aforo)
- Embalses
- Estaciones de la red SAIH (Sistema Automático de Información Hidrológica), cuando éstas no coincidan con las de la ROEA

Figura 32. Portada del *Anuario de aforos 2007-2008. Confederaciones Hidrográficas* y ficha con la información de una de las estaciones de aforo de la Demarcación del Júcar.

La información sobre las series temporales registradas en las estaciones de aforo y embalses de las demarcaciones hidrográficas intercomunitarias se puede consultar en el Anuario de Aforos de las Confederaciones Hidrográficas (la versión más actual de este anuario a fecha de publicación de esta guía corresponde al año hidrológico 2007-08 (MARM, 2010)), publicado por el Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, el cual está disponible también en formato digital (Figura 32 y Figura 33). También se puede descargar la información a través de la página web del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (http://hercules.cedex.es), o del sistema SIA del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (http://www.marm.es).

En cuanto a la información correspondiente a la red SAIH puede obtenerse a través de la página web del sistema SIA del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, o en las Confederaciones Hidrográficas, aunque las series temporales registradas hasta la fecha en la mayoría de las demarcaciones tienen una longitud insuficiente para ser empleadas en los estudios estadísticos. Por otra parte, es importante tener en cuenta que, en algunos casos, los datos de la red SAIH pueden no estar validados, por lo que conviene utilizarlos con precaución.

Se recomienda seleccionar todos aquellos puntos con datos de aforo presentes en la cuenca de estudio cuyas series temporales tengan una longitud suficiente para permitir una estimación fiable de los cuantiles de caudal y volumen de avenida. La longitud mínima de registro debe ser lo bastante extensa para permitir realizar estimaciones de los cuantiles suficientemente precisas, y que, a la vez, permita seleccionar el mayor número de estaciones posible de tal manera que el conjunto de estaciones seleccionadas tenga suficiente representatividad espacial.

Otro aspecto a considerar es la posible alteración del funcionamiento natural de la cuenca por causas antrópicas, lo que provoca que el caudal medido sea el resultado de dichas alteraciones y que, por tanto, difiera del que habría circulado por el río en situación natural. En general, como se ha dicho anteriormente, la única infraestructura hidráulica capaz de alterar de forma significativa los caudales de avenida son las presas de cierta importancia, por lo que es este tipo de infraestructura la que hay que tener en cuenta para analizar la posible alteración del régimen natural de la cuenca.

En consecuencia, el criterio recomendado para seleccionar las estaciones de aforo y los embalses es el siguiente:

Figura 33. Anuario de aforos digital 2007-2008 de las Confederaciones Hidrográficas y pantallas de consulta de una estación de aforo de la Demarcación del Júcar.

- Estaciones de aforo o embalses cuyo registro no afectado por la presencia de embalses aguas arriba tenga una longitud mínima de 20 datos.
- En zonas donde no haya suficientes estaciones que cumplan este criterio se puede rebajar la longitud mínima anterior, seleccionando las estaciones con una longitud mínima no alterada de al menos 15 datos.

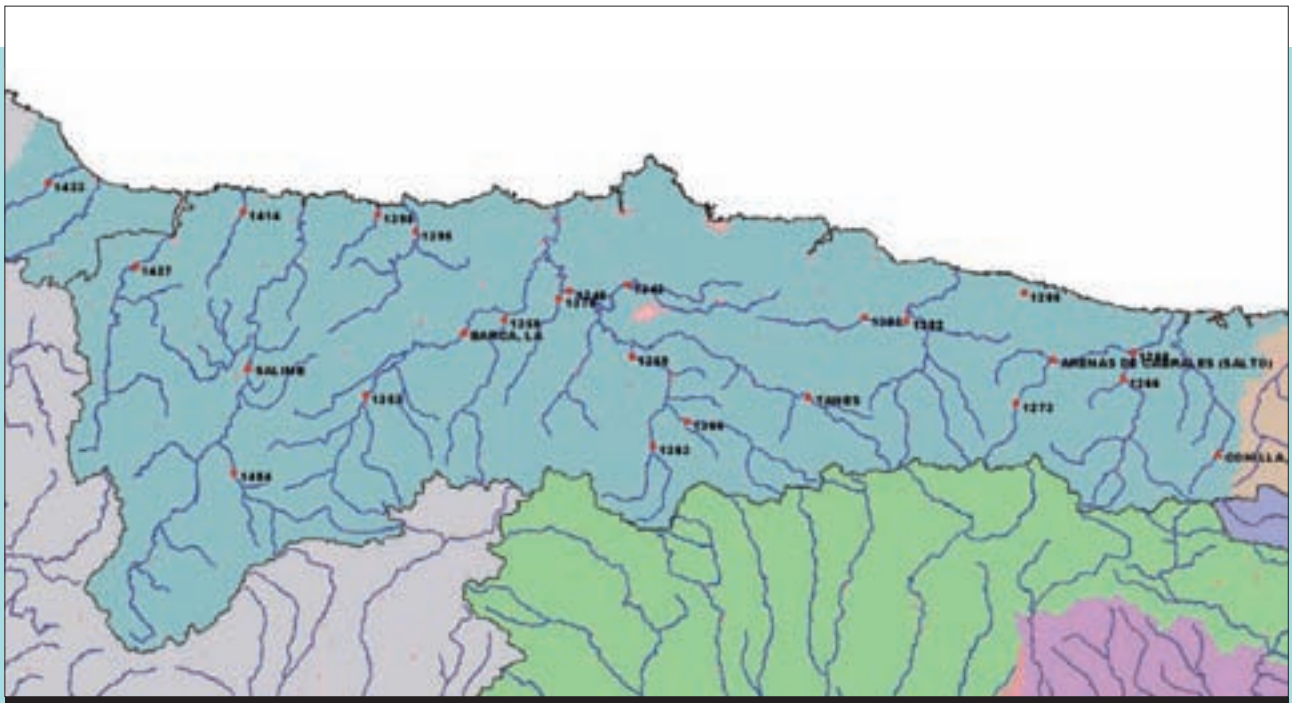


Figura 34. Estaciones y embalses seleccionados en la región 12.

En aquellas estaciones con presencia de embalses aguas arriba se considerará que la alteración del registro de caudales y volúmenes máximos anuales no es significativa si el porcentaje de cuenca controlada por los embalses es menor del 10%. De igual forma, podrá considerarse despreciable la alteración producida por aquellas presas cuyo volumen útil de embalse sea muy reducido en comparación con el volumen de las avenidas en el punto de estudio.

Por otra parte, y según se indica en el apartado 3.3.4., es importante tener en cuenta que, con objeto de mejorar la precisión en la estimación de los cuantiles, fundamentalmente de los correspondientes a los más altos periodos de retorno, es adecuado emplear un valor regional del coeficiente de sesgo en el ajuste de las funciones de distribución con más de tres parámetros. Este estadístico tiene una gran influencia en la extrapolación de la función de distribución a altos periodos de retorno y, sin embargo, su estimación a partir de muestras de pequeña longitud presenta una gran imprecisión. En el apartado 3.3.4. se indican las distintas regiones estadísticas consideradas y los valores recomendados para el coeficiente de sesgo de las series de caudales máximos anuales. Sin embargo, no se dispone de dicha información para las series de volúmenes máximos anuales.

Por este motivo, puede ser interesante seleccionar, no sólo las estaciones existentes dentro de la cuenca vertiente al tramo de estudio, sino también todas aquellas que estén presentes en la región estadística a la que pertenezca dicho tramo, con objeto de determinar el coeficiente de sesgo regional para mejorar el análisis estadístico de los volúmenes de avenida.

El trabajo de selección de las estaciones de aforo y embalses, y sus periodos temporales, que cumplen los criterios anteriores, así como el tratamiento y revisión de sus datos a que se hace referencia en el próximo apartado, ya fue realizado por el CEDEX para la elaboración de los mapas de caudales máximos. Con el fin de simplificar los trabajos a realizar dentro de los estudios hidrológicos complementarios, se propone emplear la selección de estaciones y periodos temporales realizada por el CEDEX. Dicha información podrá ser facilitada por el CEDEX a través de la Dirección General del Agua o de las Confederaciones Hidrográficas. Asumir esa selección, además de simplificar los trabajos a realizar, permite garantizar la adecuada coherencia entre los nuevos estudios hidrológicos que se realicen y los resultados obtenidos para el mapa de caudales máximos. Asimismo, se tendrán en cuenta aquellos comentarios o recomendaciones que sobre dicha selección realicen las Confederaciones Hidrográficas.

Como ejemplo de la aplicación de los criterios anteriores, en la Figura 34 se representa la situación geográfica de las estaciones situadas en la región 12, correspondiente a la zona occidental de la vertiente cantábrica.

RECOMENDACIONES

Es imprescindible disponer de información sobre los caudales punta y volúmenes de avenida registrados en los distintos puntos aforados de la cuenca: principalmente estaciones de aforo de la ROEA y embalses.

Los datos de las estaciones de aforo permitirán cuantificar los cuantiles de caudal y volumen de avenida para distintos periodos de retorno. Los cuantiles se utilizarán para calibrar los parámetros del modelo hidrometeorológico.

Se seleccionarán todas las estaciones presentes en la cuenca de estudio que cumplan el criterio de selección. En el caso de los volúmenes máximos, puede ser conveniente tomar todas las estaciones que pertenezcan a la región estadística en la que esté situada la zona de estudio, con objeto de determinar un valor regional para el coeficiente de sesgo.

Criterio de selección:

- El registro no afectado por la presencia de embalses aguas arriba debe tener una longitud mínima de 20 datos. En caso de que este criterio no permita seleccionar un número suficiente de estaciones, puede rebajarse la longitud mínima exigida a 15 datos.
- Se considerará que la alteración del registro de caudales y volúmenes máximos anuales no es significativa si se cumple al menos una de las dos condiciones siguientes:
  - El porcentaje de cuenca controlada por los embalses es menor del 10%.
  - El volumen total de embalse es menor del 10% del volumen medio de las avenidas.

Con el fin de simplificar los trabajos a realizar dentro de los estudios hidrológicos complementarios, se propone emplear la selección de estaciones y periodos temporales realizada por el CEDEX para el desarrollo del mapa de caudales máximos, lo que además permitirá garantizar la adecuada coherencia con los resultados obtenidos en dicho trabajo.

3.3.2. Tratamiento y revisión de la información sobre caudales máximos anuales

En algunas estaciones de aforo, así como en todos los embalses, no se dispone de la información relativa a los caudales máximos instantáneos de cada año, sino que tan sólo se dispone de los caudales medios diarios. En estos casos, es necesario transformar los caudales medios diarios en sus correspondientes caudales instantáneos. La única manera de conocer los caudales instantáneos con precisión es medirlos; una vez que el caudal no ha sido medido o, aún habiéndolo sido, si la medida no ha sido conservada, cualquier intento de conocer el caudal instantáneo con posterioridad siempre dará un valor aproximado. No obstante, aunque la relación entre el caudal medio diario y el instantáneo es lógicamente variable de una avenida a otra, en la mayoría de las cuencas (con excepción quizá de algunas cuencas del levante y del sureste de la península con un régimen hidrológico muy extremo) dicha relación suele ser más o menos constante o, al menos, se mueve en un rango de variación no muy amplio. De esta forma, se puede obtener para cada estación un coeficiente (k) que, de forma aproximada, relacione los caudales medios diarios (Q_{md}) con los instantáneos (Q_i):

$$k = \frac{Q_i}{Q_{md}}$$

Para obtener dicho coeficiente se proponen dos procedimientos diferentes dependiendo de la cantidad de información disponible en cada estación. Si la estación de aforo dispone de información sobre caudales instantáneos en la

mayoría de los años conteniendo sólo algunas lagunas puntuales, el coeficiente se puede obtener ajustando una regresión entre los valores de caudal medio diario e instantáneo en aquellos años en que se dispone de ambos tipos de información, aplicando el resultado para estimar el caudal instantáneo en aquellos años en que únicamente se dispone del caudal medio diario. A modo de ejemplo, en la Figura 35 se muestra la ecuación de regresión obtenida para la estación 2076 de la Demarcación Hidrográfica del Duero.

En las estaciones de aforo en las que los caudales instantáneos son desconocidos en su mayor parte o incluso en todo el registro, así como en los embalses, el coeficiente se puede obtener mediante la aplicación de la fórmula de Fuller. Esta fórmula es quizá la más conocida de entre todas las expresiones matemáticas disponibles para transformar los caudales medios diarios en instantáneos, la cual hace depender la relación entre ambos caudales del área de la cuenca vertiente:

$$k = \frac{Q_i}{Q_{md}} = 1 + \frac{a}{A^b}$$

Donde A es el área de la cuenca vertiente en km^2, y a y b parámetros de la fórmula. Según los trabajos realizados por Fuller, el parámetro a puede variar entre 2,5 y 6, y b tiene un valor en torno a 0,3.

Aunque, como se ha dicho, Fuller aportó junto con su fórmula unos valores de referencia para los parámetros a y b, para su aplicación en una cuenca o región determinada se recomienda realizar una calibración regional de dichos parámetros a partir de los coeficientes k obtenidos mediante regresión entre los caudales medios diarios e instantáneos en aquellas estaciones con suficiente información.

Para obtener el valor de los parámetros se puede expresar la fórmula de Fuller de la siguiente manera:

$$\log(k-1) = \log a - b \cdot \log A$$

Quedando una relación lineal entre el logaritmo de $k - 1$ y el logaritmo del área. Representando gráficamente las parejas de valores $\log(k - 1)$ - $\log A$ de aquellas estaciones donde se conoce el coeficiente k, y ajustando una regresión lineal se pueden determinar los parámetros a y b para la región. A modo de ejemplo, en la Figura 36 se ha representado la regresión lineal obtenida para la cuenca del Tajo, de la que se ha extraído la siguiente relación regional entre los caudales medios diarios e instantáneos:

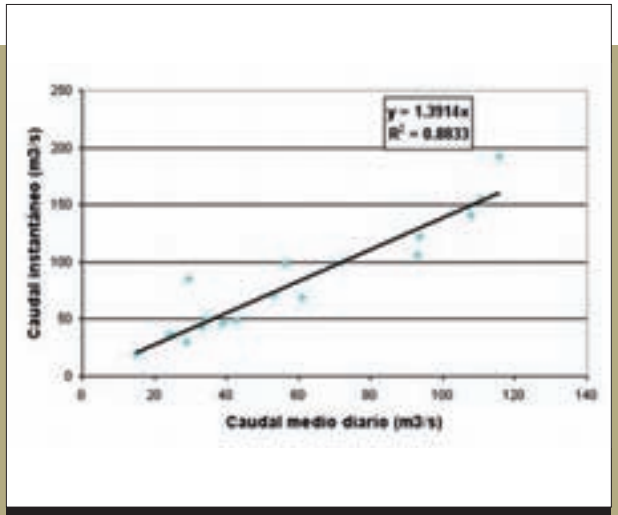


Figura 35. Regresión entre los caudales medios diarios e instantáneos en la estación de aforo 2076.

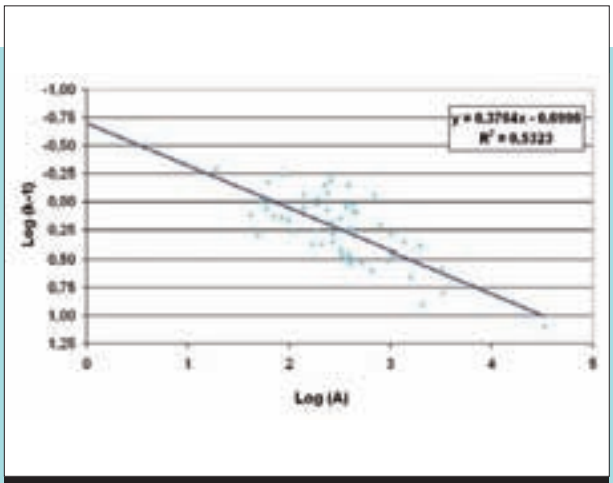


Figura 36. Regresión para ajuste de la fórmula de Fuller en la cuenca del Tajo.

$$Q_i = \left(1 + \frac{5,01}{A^{0,38}}\right) \cdot Q_{md}$$

La estimación de los caudales máximos instantáneos a partir de los caudales medios diarios ya ha sido llevada a cabo por parte del CEDEX en aquellas estaciones de aforo y aquellos periodos temporales seleccionados según los criterios del apartado anterior, por lo que se recomienda utilizar directamente dichas series temporales, las cuales podrán ser facilitadas por el CEDEX a través de la Dirección General del Agua o de las Confederaciones Hidrográficas.

Por otra parte, un aspecto que condiciona de forma crítica, junto con la longitud de la serie, la precisión de los cuantiles obtenidos mediante el análisis estadístico es la calidad de los datos. Como es conocido, el procedimiento habitual de medida en las estaciones de aforo consiste

en medir (mediante lectura en escalas, limnígrafos, etc.) el nivel alcanzado por el agua y deducir, a partir de él, el caudal mediante el uso de una curva de gasto, la cual representa la relación calado-caudal para esa sección del río. Lo más habitual es que la curva de gasto se obtenga mediante los denominados aforos directos, es decir, medidas directas del caudal circulante por el río (mediante el empleo de molinetes u otros procedimientos), realizadas en distintos momentos, y que junto con las medidas del calado permiten obtener diversos puntos de la curva. Finalmente, la curva de gasto se obtiene ajustando una determinada función matemática (por ejemplo, una función potencial) a los puntos.

Puesto que los aforos directos suelen realizarse cuando circulan por el río caudales bajos o moderados, no suele disponerse de información directa sobre la parte alta de la curva, la correspondiente a los caudales de mayor magnitud, por lo que es necesario estimarla extrapolando el ajuste realizado para la parte baja. Esta circunstancia conlleva que los mayores errores en la medida de los caudales se cometan para los caudales más grandes, durante las avenidas, afectando de forma crítica a la calidad de los datos de las series de caudales máximos anuales. Por este motivo, es necesario llevar a cabo diversos procesos de revisión y contraste de la información para detectar aquellas estaciones con mayores problemas y proceder a su corrección o, de no ser posible, a eliminar la estación del análisis.

A continuación se indican algunos de los contrastes que se pueden llevar a cabo:

Identificación de tendencias temporales en las series

Una de las hipótesis básicas de la que parten los modelos estadísticos de máximos es suponer que los datos de la serie corresponden a resultados del fenómeno aleatorio independientes entre sí. De esta forma, los datos de las series temporales de máximos no deberían presentar ningún tipo de tendencia temporal. De hecho, la construcción de la serie temporal seleccionando únicamente el mayor caudal de cada año tiene como uno de sus objetivos garantizar (o casi garantizar) la independencia de los datos, puesto que los máximos caudales ocurridos en años hidrológicos diferentes, separados generalmente por intervalos temporales importantes, muy difícilmente serán dependientes entre sí.

La identificación de posibles tendencias temporales en las series se puede realizar mediante la aplicación de distintos test estadísticos, como el de Mann-Kendall. La aplicación de estos test permite detectar estaciones de aforo con problemas en sus datos, habitualmente motivados por la existencia dentro de la serie temporal de dos o más periodos de cierta extensión con caudales de magnitud muy diferente entre sí. La existencia de periodos temporales marcadamente diferentes dentro de las series tiene generalmente su origen en cambios en la curva de gasto a lo largo del tiempo, realizados con intención de ajustarla a la nueva información sobre aforos directos. Estas revisiones son imprescindibles para adaptar las curvas a los pequeños cambios que se producen en los cauces como consecuencia de los procesos de erosión y sedimentación, pero en algunos casos esta mejora del ajuste en la parte baja de la curva provoca, al extrapolar, cambios importantes en la parte alta que en general no están justificados. No obstante, no siempre son los cambios en la curva de gasto la causa de la existencia de periodos temporales en la serie con características diferentes, pudiendo haber otros motivos como, por ejemplo, cambios en la ubicación de la estación.

En la Figura 37 se ilustra lo comentado anteriormente. Se ha representado, para las estaciones de aforo 3163 y 3234, el caudal acumulado de la serie temporal respecto al tiempo. Este tipo de gráfico permite identificar visualmente la existencia de tendencias temporales. En el caso de la estación 3163, que corresponde a una estación en la que no se han detectado tendencias

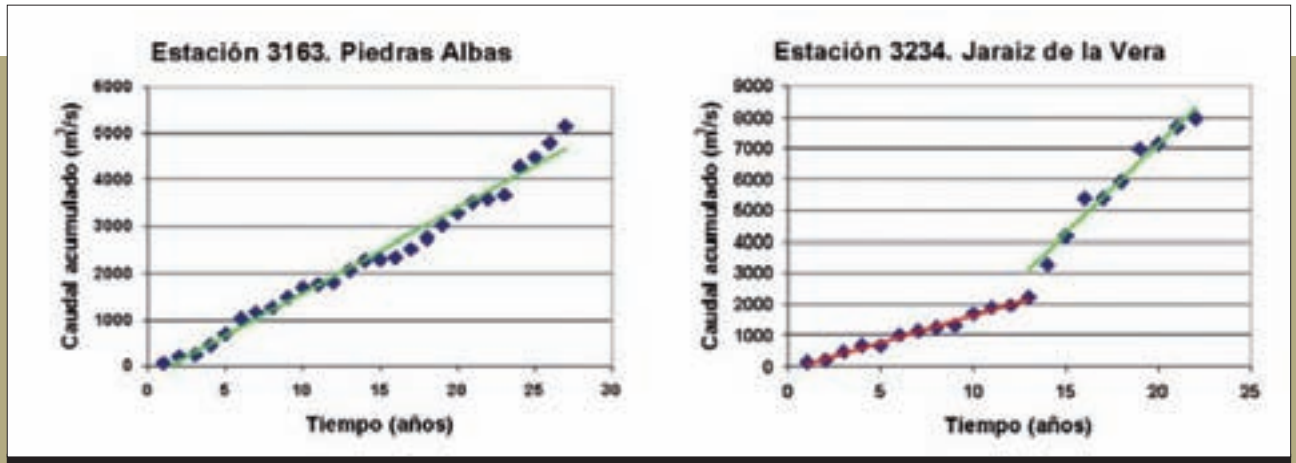


Figura 37. Estaciones sin y con tendencia temporal.

temporales, se observa cómo la pendiente del gráfico no varía significativamente a lo largo del tiempo; por el contrario, en la estación 3234 se observa un cambio importante en la pendiente media del gráfico que distingue claramente dos periodos temporales con unos caudales máximos anuales medios muy diferentes.
En caso de detectar la existencia de tendencias temporales en la serie, se debe analizar en detalle la causa, corrigiendo los valores en caso de ser posible, o eliminando de la serie el periodo con problemas.

Identificación de inconsistencias entre los datos de distintas estaciones

Este proceso consiste en contrastar los datos de caudal máximo anual (tanto medio diario como instantáneo) de cada estación de aforo con los de aquellas otras estaciones situadas aguas arriba de la misma para los años de registro común. Aquellos casos en los que se detectan medidas de caudal aguas arriba superiores a las registradas aguas abajo, deben ser objeto de un estudio detallado posterior para determinar las posibles causas de las inconsistencias. Sólo deben ser objeto de análisis los casos en los que el caudal de aguas arriba es considerablemente superior al de aguas abajo, teniendo en cuenta que, en algunas circunstancias, el caudal de avenida puede reducirse hacia aguas abajo por efecto de la laminación en cauce.
Al igual que antes, como resultado de este análisis se puede decidir descartar parte del registro de algunas estaciones de aforo e, incluso, el registro completo de otras por considerarlo poco fiable.

Identificación de datos anómalamente altos (*outliers*)

Este proceso no pretende detectar deficiencias en la calidad de la información sino localizar aquellos datos singulares dentro de las series temporales poco representativos desde un punto de vista estadístico a la hora de realizar el ajuste de la ley de frecuencia.
De forma general, la frecuencia con la que se mide en una estación de aforo un determinado valor de caudal está relacionada con su probabilidad de ocurrencia, no siendo probable, por tanto, registrar dentro de un periodo temporal más o menos corto (lo habitual en la mayoría de las estaciones de aforo) caudales de elevada magnitud que sólo ocurren durante avenidas de alto periodo de retorno. Sin embargo, es posible que en algún caso, por azar, se registren caudales extraordinariamente altos cuya probabilidad de ocurrencia dentro del periodo temporal de registro sea muy pequeña. Lógicamente, la inclusión de estos datos en el análisis conlleva que la muestra no represente adecuadamente las características estadísticas del proceso aleatorio, y supone alterar significativamente la magnitud de los

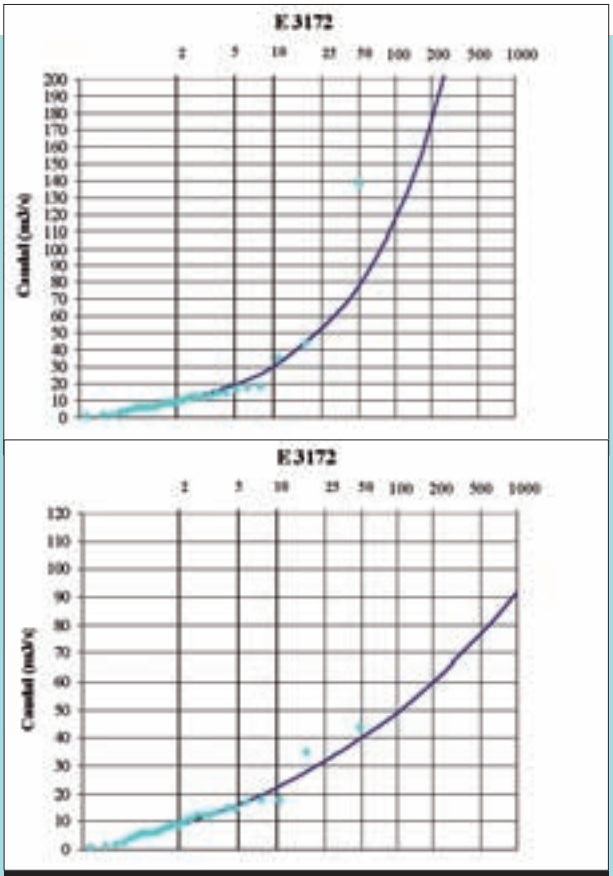


Figura 38. Serie de datos con un valor anómalamente alto (E3172). Comparación de probabilidades muestrales y leyes de frecuencia con y sin el valor anómalo.

estadísticos de la serie. Como ejemplo de este tipo de situaciones se ha representado en la Figura 38, sobre papel de probabilidad Gumbel, los datos de la estación 3172 frente a sus probabilidades muestrales. Se observa como el caudal más alto, correspondiente a la avenida extraordinaria del año 1990, se aleja de la tendencia marcada por la información restante. Es claro que su inclusión en el análisis estadístico desvirtuaría el ajuste de la ley de frecuencia.
Para detectar los datos anómalamente altos se puede emplear el procedimiento recomendado por el Water Resources Council de EEUU (WRC, 1981), consistente en asumir una distribución log-normal para los datos, es decir, suponer que el logaritmo de los datos sigue una distribución normal, y expresar los cuantiles de dicha distribución mediante la técnica del factor de frecuencia:

$$y = \bar{y} + K \cdot s_y$$

Donde y es el logaritmo del caudal, $\bar{y}$ la media de la serie de logaritmos, K el factor de frecuencia y s_y la desviación típica de la serie de los logaritmos.
El WRC facilita, en función del número de datos de la muestra, el valor del factor de frecuencia (K) correspondiente a un nivel de significancia del

10%, que puede obtenerse a través de una tabla o mediante la siguiente expresión aproximada función del número (n) de datos de la muestra:

$$K = -0{,}9043 + 3{,}345 \cdot \sqrt{\log n} - 0{,}4046 \cdot \log n$$

De esta forma, aquellos caudales de la serie cuyo logaritmo sea superior al cuantil (y_H) correspondiente al factor de frecuencia K se deberán considerar como datos anómalamente altos.

$$y_H = \overline{y} + K_n \cdot s_y$$

Esta técnica permite identificar también los valores anómalamente bajos, es decir, caudales máximos anuales extremadamente bajos cuya probabilidad de ocurrencia dentro del periodo de registro de la estación es muy pequeña, aunque la influencia de este tipo de datos en el ajuste de la ley de frecuencia es mucho menor que en el caso de los valores anómalamente altos.

Los datos identificados como anómalos mediante la aplicación del test anterior deben ser eliminados de la serie sistemática, e introducidos en el análisis estadístico considerándolos como información histórica, en aquellos casos en que se disponga de información suficiente como para considerar el dato anómalo como el máximo ocurrido en un determinado periodo temporal.

La información histórica puede proceder de diversas fuentes, destacando las siguientes:

- El Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas (CNIH) de Protección Civil
- Hemerotecas
- Encuestas a la población

La información sobre la recurrencia de las avenidas históricas permite asignar períodos de retorno a los datos anómalos, corrigiendo su posición en el ajuste. En el caso en que no se disponga de información suficiente para tratar el dato anómalo como una avenida histórica, se deberá decidir sobre la conveniencia de retener o no dicho dato dentro de la serie, dependiendo de las circunstancias propias de cada caso y del grado de seguridad que se quiera obtener. No obstante, conviene tener en cuenta que la utilización de los datos anómalos como parte de la serie sistemática para obtener la ley de frecuencia, puede conducir a una mayoración excesiva de los cuantiles y, en algunos casos, a resultados incoherentes con los derivados de estaciones de aforos situadas aguas abajo en las que no se hayan registrado datos anómalos similares.

RECOMENDACIONES

En aquellas estaciones de aforo, así como en todos los embalses, en las que no se disponga de la información relativa a los caudales máximos instantáneos de cada año, sino tan sólo de los caudales medios diarios, será necesario transformar los caudales medios diarios en sus correspondientes caudales instantáneos. Este proceso puede llevarse a cabo estableciendo una correlación entre los datos medios diarios e instantáneos, en caso de que se disponga de los caudales instantáneos en parte del registro, o a través de una calibración regional de la fórmula de Fuller, en caso contrario.

Dada la dificultad que presenta la medida de los caudales máximos en las estaciones de aforo, es necesario llevar a cabo diversos procesos de revisión y contraste de la información de las series temporales para detectar aquellas estaciones con mayores problemas y proceder a su corrección o, de no ser posible, a eliminar la estación del análisis:

- **Identificación de tendencias temporales en la series.**
- **Identificación de inconsistencias entre los datos de distintas estaciones.**
- **Identificación de datos anómalamente altos (*outliers*).**

La estimación de los caudales máximos instantáneos a partir de los caudales medios diarios, así como la revisión y contraste de la información de las series temporales, ya ha sido llevada a cabo por parte del CEDEX en aquellas estaciones de aforo y aquellos periodos temporales seleccionados según los criterios proporcionados en el apartado anterior, por lo que se recomienda utilizar directamente en el estudio hidrológico dichas series temporales.

3.3.3. Análisis y tratamiento de la información sobre volúmenes máximos anuales

En principio, las series de volúmenes máximos de avenida deberían construirse calculando el volumen de escorrentía directa (es decir, el volumen de la avenida una vez descontado el caudal base) de cada uno de los episodios de avenida que hayan tenido lugar a lo largo de cada año y seleccionado el máximo. Esto es debido a que los hidrogramas obtenidos como resultado de los modelos hidrometeorológicos de evento corresponden a la escorrentía directa generada durante la tormenta que da lugar a la crecida, y no incluyen los posibles caudales que, con otro origen (principalmente correspondientes al flujo subterráneo), puedan superponerse con los caudales de avenida.

Como se ha señalado, la construcción de estas series de volúmenes requeriría, en primer lugar, la identificación de los distintos eventos de crecida ocurridos a lo largo de cada año. Para cada uno de ellos habría que identificar el comienzo y final del hidrograma de la crecida, y, en ese intervalo de tiempo, identificar y separar la componente correspondiente al flujo subterráneo. Mientras que la identificación del comienzo del hidrograma suele ser clara, pues generalmente se corresponde con el instante en que empiezan a crecer los caudales, la localización del final del hidrograma suele ser más problemática. Su identificación suele basarse en que la recesión subterránea sin nuevos aportes de lluvia sigue una ley de tipo exponencial:

$$Q_t = Q_0 \cdot e^{-\alpha t}$$

De esta forma, si el hidrograma se representa en escala semilogarítmica, tomando logaritmos en los caudales, la relación entre el logaritmo del caudal y el tiempo será una línea recta para el flujo subterráneo. El instante en el que el hidrograma, así representado, empiece a ajustarse a una línea recta será el instante en que ha finalizado la escorrentía directa, lo que permite identificar con mayor claridad el final del hidrograma (Figura 39).

Una vez identificados el comienzo y el final del hidrograma, es necesario identificar en cada instante la parte del caudal que corresponde al flujo subterráneo para poder separarlo. No existen criterios claros para hacer esto, siendo los criterios existentes en gran parte arbitrarios. Uno de los posibles métodos a aplicar consistiría en continuar el caudal base (sobre el gráfico en escala semilogarítmica), mediante una línea recta descendente, desde el comienzo del hidrograma (punto A en la figura) hasta el instante en que se produce el caudal punta del hidrograma (punto B), y prolongar el flujo base posterior al hidrograma de crecida mediante una línea recta ascendente hasta el instante en que se produce el punto de inflexión de la rama descendente del hidrograma (punto C en la figura). Finalmente, ambos puntos (B y C) se unen mediante otro tramo recto.

No obstante, el proceso expuesto de identificación de hidrogramas de avenida y obtención de sus volúmenes de escorrentía directa es muy laborioso, por lo que se va a proponer un procedimiento alternativo más sencillo, basado en el cálculo del volumen máximo anual en N días consecutivos, cuyos resultados pueden ser igualmente válidos. El procedimiento consiste en determinar una duración típica para los hidrogramas de avenida de cada estación de aforo considerada (N), tomando la serie de volúmenes máximos anuales de avenida de la estación como igual a la de volúmenes máximos anuales en N días consecutivos. Esta última serie se puede determinar fácilmente a partir del

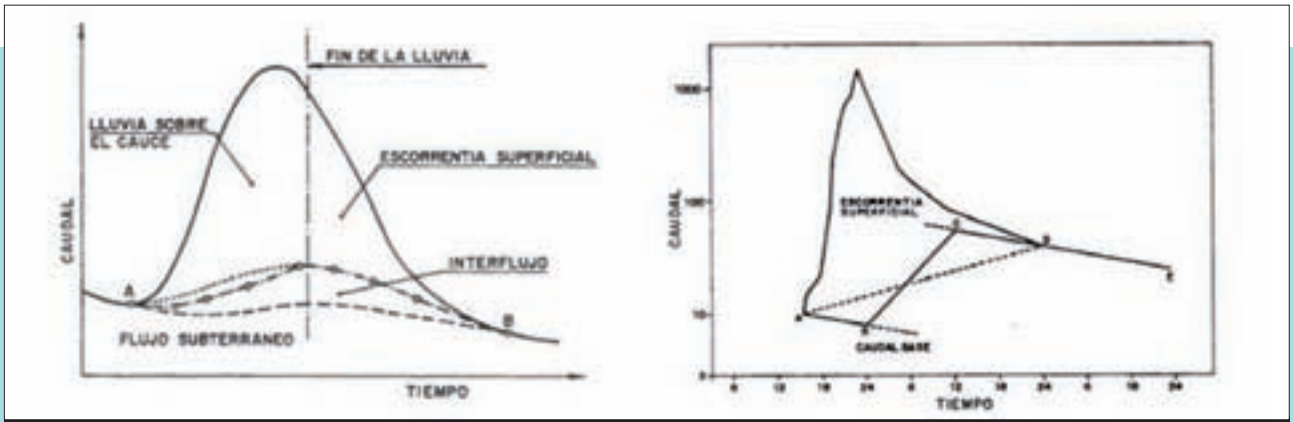


Figura 39. Separación del flujo base de un hidrograma de avenida (fuente: Ferrer, 1993).

registro de caudales medios diarios medido en la estación o embalse considerado.

Para determinar una duración característica de los hidrogramas de crecida en cada estación, se propone analizar aquellos hidrogramas o limnigramas de las principales avenidas registradas en la región a la que pertenezca la zona de estudio, determinando su tiempo de base. La información sobre hidrogramas o limnigramas de crecida puede obtenerse en las Confederaciones Hidrográficas y, en número más limitado, en la base de datos HIDRO del CEDEX (Quintas, 1996).

Obviamente, la duración de los hidrogramas dependerá del tiempo de respuesta de la cuenca (muy relacionado con su tamaño). Para poder extrapolar los resultados obtenidos a otros puntos, se aprovechará la relación existente entre la duración del hietograma neto de la tormenta que da lugar a la crecida, con el tiempo de base del hidrograma de escorrentía directa (ver Figura 40).

Como se puede observar en la figura, el tiempo de base del hidrograma se puede expresar como la suma de la duración del hietograma neto más el tiempo de concentración de la cuenca. Restando el tiempo de concentración a la duración de cada hidrograma se puede obtener una estimación de la duración de la lluvia neta que lo generó.

Esto permite eliminar del tiempo de base la parte relacionada con el tamaño de la cuenca (su tiempo de respuesta) obteniendo una cantidad (la duración de la lluvia) que es extrapolable de unos puntos a otros, pues se puede suponer que la duración típica de las tormentas que originan los hidrogramas de crecida es la misma dentro de una misma región estadística.

El tiempo de concentración trata de cuantificar el tiempo de respuesta de la cuenca, entendido como el desfase entre la entrada del agua en forma de precipitación y su salida como caudal por el punto de desagüe. En este sentido, hay que tener en cuenta que, dependiendo del autor que propone la fórmula para calcular dicho tiempo, éste puede corresponder a distintas magnitudes físicas o a distintos tiempos característicos del hidrograma (tiempo de demora, tiempo de viaje, tiempo de recesión, etc.). De esta forma, no es conveniente promediar los tiempos de concentración calculados mediante distintas fórmulas, puesto que pueden corresponder a conceptos físicos distintos. Por el mismo motivo, no se deben aplicar fórmulas empíricas propuestas por un determinado autor, en las que intervenga el tiempo de concentración, con los tiempos de

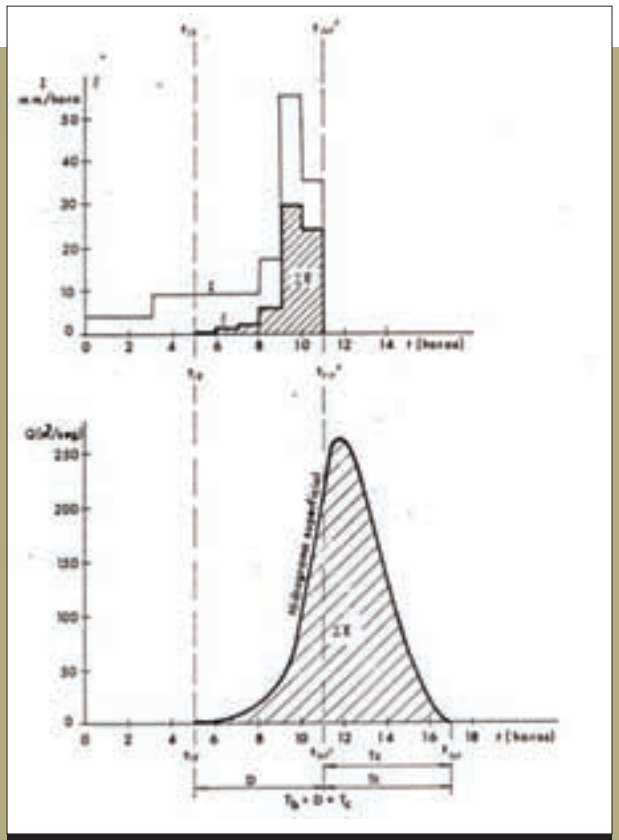


Figura 40. Relación entre la duración del hietograma neto y el tiempo de base del hidrograma de escorrentía directa (fuente: Témez, 1987).

concentración calculados a partir de la expresión propuesta por un autor diferente.

De esta forma, para que la relación anterior sea válida es preciso calcular el tiempo de concentración mediante una fórmula que haya sido obtenida identificando dicho tiempo característico de respuesta de la cuenca con el tiempo de recesión del hidrograma. Para ello, se recomienda calcular el tiempo de concentración de la cuenca mediante la fórmula de Témez (Témez, 1987), que viene dada por la siguiente expresión:

$$T_c = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Donde:

T_c es el tiempo de concentración de la cuenca en horas

L es la longitud del cauce principal en km

J es la pendiente del cauce principal en m/m

La expresión anterior, como la mayoría de las fórmulas propuestas para calcular el tiempo de concentración, supone que el flujo de la escorrentía hasta el punto de desagüe se produce

en su mayor parte de forma concentrada en un cauce, siendo despreciable el tiempo en que la escorrentía se traslada en forma laminar en la ladera. Por este motivo, no deben utilizarse este tipo de fórmulas en aquellas cuencas (cuencas de muy reducido tamaño) en las que el tiempo de recorrido como flujo en ladera sea comparable o, al menos, significativo frente al tiempo de flujo en cauce.

El cauce principal, a partir del cual realizar el cálculo, debe elegirse de tal forma que represente el camino recorrido por la escorrentía que tarda un mayor tiempo en alcanzar el punto de desagüe. En este sentido, el calificativo "principal" no debe inducir a realizar la selección con criterios distintos a los hidrológicos (por ejemplo, en base a la denominación del río). Puesto que el tiempo de concentración viene definido por dos variables, la longitud del cauce y su pendiente (siendo mayor a mayor longitud y menor a mayor pendiente), en algunos casos puede ser adecuado tantear con distintos recorridos, aunque si la cuenca no presenta grandes diferencias de pendiente entre unas zonas y otras, y con el objetivo de simplificar el proceso, suele realizarse la selección en base únicamente a la longitud, adoptándose para el cálculo, por tanto, el recorrido más largo.

Dado que, como se ha comentado anteriormente, en el cálculo del tiempo de concentración no se incluye el flujo en ladera, el cauce seleccionado para el cálculo no debe prolongarse hasta la divisoria, sino que debe comenzar en aquel punto en el que comience un río, barranco, vaguada, etc. (no necesariamente representado en una determinada cartografía) que permita el flujo concentrado del agua, excluyendo el primer tramo de drenaje, próximo a la divisoria, en el que el flujo se produce de forma laminar en la ladera. Salvo en cuencas de tamaño muy reducido, la distancia entre el comienzo del cauce y la divisoria será muy pequeña comparada con la longitud total del cauce, por lo que la consideración hecha anteriormente no será importante. Sin embargo, en algunas cuencas se produce un aumento importante de la cota en la zona más próxima a la divisoria, por lo que la prolongación del cauce hasta la misma puede suponer un incremento en la diferencia de cotas entre el punto inicial y final del cauce y, por consiguiente, en su pendiente media, con la consiguiente reducción del tiempo de concentración de la cuenca.

Si, como es habitual, el cálculo del tiempo de concentración se realiza a partir de un MDT con una resolución no muy elevada, el incremento brusco de cota en la zona más próxima a la divisoria se ve suavizado al promediarse las cotas dentro de cada pixel, por lo que en la práctica puede extenderse el cauce hasta el pixel

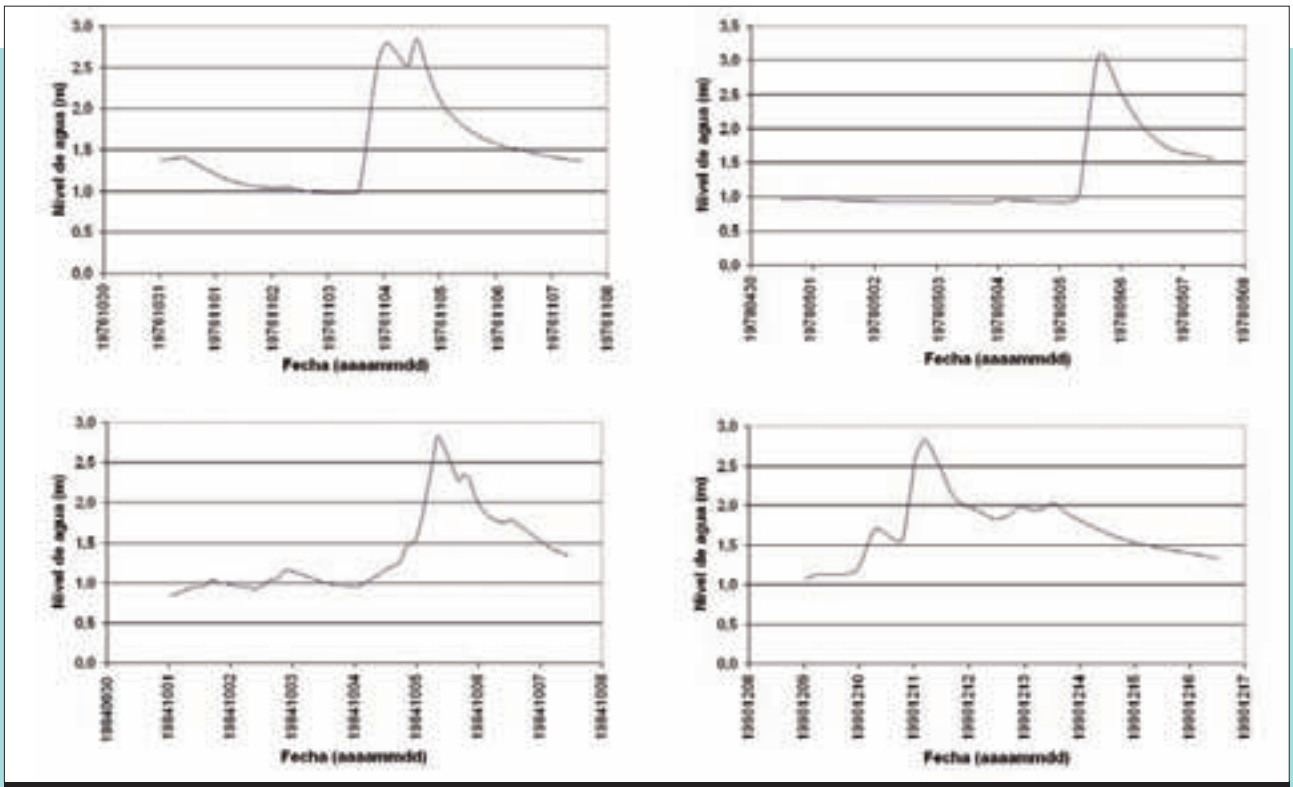


Figura 41. Limnigramas de episodios de avenida recopilados en la estación 1395 perteneciente a la región 12.

Tabla 5. Tiempo de base (T_b), tiempo de concentración (T_c) y duración de la lluvia neta (D_n) estimados para los limnigramas seleccionados en la región 12.

Estación	Episodio	T_b (h)	T_c (h)	D_n (h)
1268	04-08/04/1988	91,2	12,48	78,72
1268	19-22/01/1980	48	12,48	35,52
1268	17-21/05/1977	91,2	12,48	78,72
1433	16-19/12/1975	69,6	7,33	62,27
1433	12-15/11/1980	62,4	7,33	55,07
1431	11-15/11/1980	84	8,33	75,67
1431	25-27/07/1983	45,6	8,33	37,27
1427	14-18/10/1987	88,8	18,28	70,52
1427	30/11-04/12/1981	103,2	18,28	84,92
1427	29-31/12/1978	74,4	18,28	56,12
1398	05-07/05/1978	28,8	5,87	22,93
1395	10-15/12/1990	120	11,09	108,91
1395	04-07/10/1984	79,2	11,09	68,11
1395	05-07/04/1978	40,8	11,09	29,71
1395	03-07/11/1976	62,4	11,09	51,31
1369	18-22/12/1980	105,6	15,08	90,52
1365	17-22/01/1980	108	9,55	98,45
1353	13-17/11/1991	117,6	11,05	106,55
1353	25-29/12/1990	79,2	11,05	68,15
1343	18-23/05/1984	120	15,65	104,35
1303	25-29/04/1989	96	9,85	86,15
1303	22-26/04/1990	67,2	9,85	57,35
1303	18-21/05/1984	76,8	9,85	66,95
1303	05-08/05/1978	67,2	9,85	57,35
1302	25-30/04/1989	98,4	12,84	85,56
1302	19-22/12/1980	60	12,84	47,16
1285	25-29/04/1989	91,2	4,89	86,31
1276	04-08/04/1988	93,6	11,12	82,48
1276	28-31/03/1973	69,6	11,12	58,48

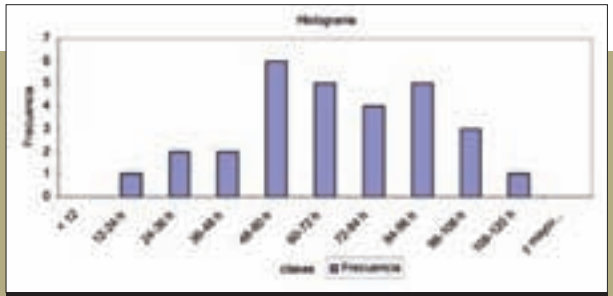


Figura 42. Distribución de las duraciones de lluvia neta en la región 12.

que se encuentra en la divisoria, lo que facilita el cálculo de forma automatizada mediante las herramientas de análisis disponibles en los SIG.

A modo de ejemplo se expone la estimación realizada para la duración típica de las tormentas en la región 12, región a la que pertenece, como se ha dicho, el tramo del bajo Nalón en el que se ha realizado el estudio piloto. En la Figura 41 se indican algunos de los limnigramas utilizados, los cuales han sido tomados de la base de datos HIDRO del CEDEX.

En la Tabla 5 se indica, para cada limnigrama, el episodio de crecida al que pertenece, la duración estimada para su tiempo de base, el tiempo de concentración de la cuenca y la duración estimada para la lluvia neta. No se requiere una gran precisión en estos cálculos puesto que, por motivos prácticos, la duración típica de las tormentas en la zona habrá que redondearla a un número entero de días, ya que el intervalo de tiempo más pequeño para el que se dispone de información en las estaciones de aforo y embalses es el día.

A partir de los resultados expuestos, se observa que la duración de las tormentas de la zona, salvo algún evento aislado, suele oscilar entre 2 y 4,5 días (Figura 42). Se recomienda ir al valor más alto del intervalo, que permitirá quedar del lado de la seguridad al calcular los cuantiles de volumen. En consecuencia, se puede adoptar para la región 12 una duración de tormenta de 4,5 días.

Agregando a esa duración típica de 4,5 días el valor del tiempo de concentración de la cuenca de que se trate se obtendrá la duración del hidrograma. Para las estaciones de aforo y embalses seleccionados en la región 12, la duración obtenida para los hidrogramas es 5 días (redondeada a un número entero de días). En consecuencia, las series de volúmenes máximos anuales se han obtenido generando para cada estación, a partir de la serie de caudales medios diarios, una serie de datos formada por los volúmenes en 5 días consecutivos desplazándose día a día a lo largo del año. Sobre esa serie de volúmenes en 5 días consecutivos se ha seleccionado el máximo valor de cada año, obteniendo como resultado la serie de volúmenes máximos anuales en 5 días, que se tomará como serie de volúmenes máximos anuales de avenida. Estos valores de volumen máximo han sido obtenidos sin descontar el volumen correspondiente al caudal base, lo que es necesario para que los volúmenes de avenida correspondan a volúmenes de escorrentía directa. Para evitar separar el caudal base de cada uno

de los eventos de avenida que hayan ocurrido en cada año, se propone calcular para cada año hidrológico el caudal medio en un periodo de tiempo igual a la duración considerada para el hidrograma, lo que supone calcular la media móvil a lo largo del año en un periodo de 5 días para posteriormente obtener la media de todos los valores calculados a lo largo del año. Finalmente, el volumen generado por el caudal medio a lo largo de los 5 días, se descuenta del volumen máximo en 5 días de ese año.

Dado que los resultados que se obtengan con los modelos hidrometeorológicos corresponderán a los hidrogramas de escorrentía directa, si se estima que el caudal base es importante respecto a los caudales de avenida, será necesario sumar a los hidrogramas resultantes de los modelos el valor de caudal base que se considere.

RECOMENDACIONES

Para construir la serie de volúmenes máximos anuales se propone un procedimiento basado en el cálculo del volumen máximo anual en N días consecutivos, correspondiente a una duración típica de los hidrogramas de avenida en la región considerada (N).

Para determinar una duración característica de los hidrogramas de crecida, se propone analizar aquellos hidrogramas o limnigramas de las principales avenidas registradas en la región estadística a la que pertenece el tramo de estudio, determinando su tiempo de base. A partir de dicho tiempo de base, y restando el tiempo de concentración de cada cuenca, se puede obtener una duración típica de la lluvia neta en cada región.

Si se considera que el caudal base puede ser significativo respecto a los caudales de avenida, se debería descontar de la serie de volúmenes en N días el volumen correspondiente al mismo. Para estimar el caudal base se propone calcular para cada año hidrológico el caudal medio en un periodo de tiempo igual a la duración considerada para el hidrograma.

3.3.4. Ajuste de las leyes de frecuencia de caudales y volúmenes máximos

La estimación de los cuantiles de caudal y volumen máximo debe ser lo más precisa posible puesto que constituye la base sobre la que se apoya todo el trabajo, dependiendo en gran medida la precisión de los resultados de la precisión conseguida en dicha estimación. El cálculo de los cuantiles se realiza ajustando una función de distribución a las series temporales de caudales y volúmenes máximos anuales registrados en las estaciones de aforo por lo que es imprescindible analizar qué tipo de función de distribución es la que mejor representa las características estadísticas de las series y, por lo tanto, la que permite realizar una mejor estimación de los cuantiles.

Como es sabido, el error en la estimación aumenta al aumentar el periodo de retorno del cuantil estimado, siendo mayor el error cuanto menor es la longitud de la serie temporal disponible. Dicha incertidumbre es especialmente importante en aquellos casos en los que es necesario emplear funciones de distribución de tres o más parámetros, puesto que en esos casos la forma de la ley de frecuencia viene determinada por el valor de los momentos estadísticos de tercer o cuarto orden (relacionados con los coeficientes de sesgo y de curtosis) que deben estimarse a partir de la muestra. Como puede observarse en la Figura 43, obtenida a partir del análisis de unas mil series temporales de diferentes longitudes generadas mediante simulaciones de *Monte Carlo*, asumiendo una función de distribución de valores extremos generalizada de media unidad y unos valores de L-coeficiente de variación y L-coeficiente de sesgo típicos para la cuenca del Tajo (0,40 y 0,25 respectivamente), la incertidumbre asociada a la estimación de los momentos estadísticos está relacionada con la longitud de la muestra disponible y, para una misma longitud de muestra, es mayor cuanto

mayor es el orden del momento a estimar. De esta forma, se requiere disponer de menos datos para estimar la media o el coeficiente de variación de la población, que para estimar el coeficiente de sesgo o la curtosis.

Las técnicas estadísticas de regionalización tratan de mejorar el ajuste de las funciones de distribución (fundamentalmente en aquellos casos en que se dispone de series temporales de escasa longitud) obteniendo una estimación más precisa de los momentos estadísticos de mayor orden al emplear conjuntamente la información contenida en todas las estaciones de aforo existentes en una determinada región con comportamiento estadístico homogéneo.

Recientemente ha sido realizado en el CEDEX un estudio sobre la capacidad de las distintas funciones de distribución y de los distintos estimadores estadísticos para estimar la ley de frecuencia de caudales máximos, tanto en un ajuste local, es decir, empleando exclusivamente información medida en el punto de análisis, como en un ajuste regional, es decir, utilizando también información procedente de otros puntos de medida para mejorar la estimación de determinados estadísticos (Jiménez, A. y Mediero, L., 2009).

Como resultado de los estudios realizados, se ha subdividido el territorio de la España peninsular en un conjunto de regiones con comportamiento estadístico homogéneo (Figura 44). Se recomienda emplear, en general, en el ajuste de las leyes de frecuencia una función de distribución de valores extremos generalizada (GEV), salvo en las regiones 21 y 23 de la cuenca del Duero en las que se propone el uso de una función Gumbel, caso particular de la función anterior. También se propone el uso de la función Gumbel en el río Ebro hasta su confluencia con el Segre, siendo más adecuada la GEV desde la confluencia con dicho río hasta el mar. Para realizar el ajuste de los parámetros de estas funciones se recomienda emplear el método de los L-momentos, asumiendo en el ajuste un valor regional del L-coeficiente de sesgo en el caso de la función GEV. En el caso de las regiones costeras de las cuencas del Júcar y Segura (incluyendo parte de los ríos más orientales de las cuencas mediterráneas andaluzas), regiones 72 y 82, se recomienda el empleo de una función de valores extremos de dos componentes (TCEV) (Rossi *et al.*, 1984) que es la que mejor reproduce el comportamiento hidrológico tan extremo existente en dichas zonas (Tabla 6). En la Tabla 7 se indican las expresiones algebraicas de estas funciones así como los parámetros de los que dependen.

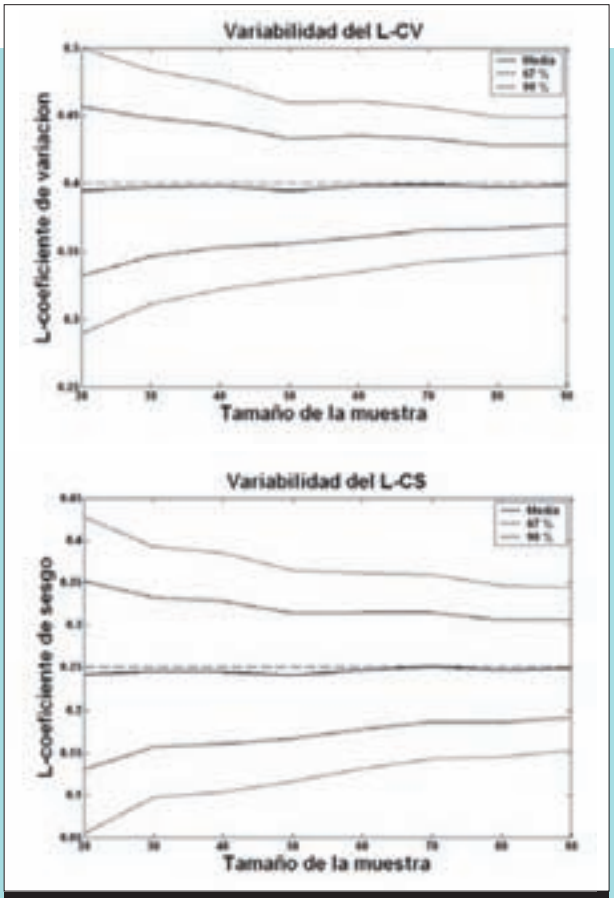


Figura 43. Media e intervalos de confianza del 67 y 90 % de la estimación del L-coeficiente de variación y el L-coeficiente de sesgo en función del tamaño de la muestra.

Como se muestra en las regiones representadas en la Figura 44, se han considerado de forma independiente los siguientes tramos de los grandes ejes fluviales:

- Duero, desde su confluencia con el río Chico (región 26)
- Tajo, desde su confluencia con el río Arlas (región 34)
- Guadiana, desde su confluencia con el río Bañuelo (región 43)
- Guadalquivir, desde su confluencia con el Guadiana menor (región 54)
- Ebro, desde su confluencia con el río Zadorra (región 96)

Por otra parte, los tramos finales de los ríos Segura y Júcar (desde la confluencia con la rambla de Benito el primero y desde la confluencia con el barranco del Agua en el caso del segundo) tienen un comportamiento intermedio entre los de las regiones 71 y 72, y 81 y 82, respectivamente (regiones 73 y 84).

A continuación se expone el procedimiento de ajuste de las funciones de distribución propuestas mediante el método de los L-momentos, con información regional sobre el coeficiente de sesgo:

Función de valores extremos generalizada (GEV):

Los momentos ponderados probabilísticamente (PWM) fueron introducidos por Greenwood (Greenwood *et al.*, 1979), para aquellas distribuciones que pueden expresarse en forma inversa $x=x(F)$, y responden a la expresión:

$$M_{ijk} = E\left[x^i F^j \left(1-F\right)^k \right]$$

Siendo $E[]$ la media o esperanza matemática, x la variable y F la función de distribución.
En la estimación de los parámetros de las funciones de distribución se suelen emplear los momentos ponderados de orden M_{1j0} que son lineales en la variable. Estos momentos tienen la ventaja de que su estimación a partir de muestras de pequeño tamaño no es sesgada, como ocurre con los momentos ordinarios, por lo que presenta ventajas su utilización en la estimación de los parámetros de las funciones

Tabla 6. Funciones de distribución propuestas para cada región estadística.

Región	Función	Región	Función
11	GEV	53	GEV
12	GEV	54	GEV
13	GEV	61	GEV
21	Gumbel	71	GEV
22	GEV	72	TCEV
23	Gumbel	73	GEV - TCEV
24	GEV	81	GEV
25	GEV	82	TCEV
26	GEV	83	GEV
31	GEV	84	TCEV
32	GEV	91	GEV
33	GEV	92	GEV
34	GEV	93	GEV
41	GEV	94	GEV
42	GEV	95	GEV
43	GEV	96	Gumbel (aguas arriba del Segre) -GEV (aguas abajo del Segre)
51	GEV	101	GEV
52	GEV	102	GEV

Figura 44. División en regiones con comportamiento estadístico homogéneo respecto a los caudales máximos anuales.

de distribución. La estimación de los momentos se realiza ponderando el valor de la variable por la probabilidad de no ser superada, por lo que se da un mayor peso a los valores más altos de la variable que estarán menos representados en la muestra.
El PWM de orden r, que a partir de ahora se designará como b_r, se estima a partir de la muestra ordenada de forma ascendente, de longitud n, según la siguiente expresión, donde i es el puesto que ocupa el dato en la serie ordenada:

$$b_r = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i \left(\frac{i-0,35}{n}\right)^r$$

Los L-momentos de la muestra (λ_i), son combinaciones lineales de los momentos ponderados probabilísticamente, y se estiman mediante las siguientes expresiones:

$$\lambda_1 = b_0$$

$$\lambda_2 = 2b_1 - b_0$$

$$\lambda_3 = 6b_2 - 6b_1 + b_0$$

$$\lambda_4 = 20b_3 - 30b_2 + 12b_1 - b_0$$

Finalmente, los coeficientes adimensionales de L-momentos (t_i), equivalentes a los convencionales, se estiman mediante las siguientes expresiones:

$$t_2 = \lambda_2/\lambda_1$$

$$t_3 = \lambda_3/\lambda_2$$

$$t_4 = \lambda_4/\lambda_2$$

Donde λ_i o L-media es idéntica a la media convencional; t_2 o L-CV es equivalente al coeficiente de variación y t_3 o L-CS es equivalente al coeficiente de sesgo.
Aunque los L-momentos proceden de los momentos ponderados probabilísticamente, para estimar su valor a partir de la muestra se han propuesto unas expresiones específicas alternativas a las indicadas anteriormente:

$$b_0 = \frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n} x_j$$

$$b_1 = \frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n} \frac{j-1}{n-1} x_j$$

$$b_2 = \frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n} \frac{(j-1)(j-2)}{(n-1)(n-2)} x_j$$

Los tres parámetros de la función GEV se estiman a partir de los tres primeros coeficientes de L-momentos (λ_1, t_2, t_3) mediante las siguientes expresiones:

Tabla 7. Expresiones algebraicas y parámetros de las funciones de distribución propuestas.

Función	Expresión algebraica	Parámetros
Gumbel	$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-u}{\alpha}}}$	u, α
Valores extremos generalizada (GEV)	$F(x) = \exp\left\{-\left[1-k\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]^{1/k}\right\}$	u, α, k
Valores extremos de dos componentes (TCEV)	$F(x) = \exp\left[-e^{-\frac{x-u_1}{\alpha_1}} - e^{-\frac{x-u_2}{\alpha_2}}\right]$	$u_1, \alpha_1, u_2, \alpha_2$

Tabla 8. Valores de L-CS para las regiones consideradas.

Región	L-CS	Región	L-CS
11	0,238	53	0,420
12	0,250	54	0,360
13	0,261	61	0,390
21	-	71	0,418
22	0,435	72	-
23	-	73	-
24	0,247	81	0,310
25	0,247	82	-
26	0,288	83	0,400
31	0,254	84	-
32	0,254	91	0,194
33	0,353	92	0,410
34	0,300	93	0,489
41	0,400	94	0,386
42	0,320	95	0,272
43	0,250	96	-
51	0,310	101	0,340
52	0,250	102	0,474

$$c = \frac{2}{3+t_3} - \frac{\log(2)}{\log(3)}$$

$$k = 7,8590\,c + 2,9554\,c^2$$

$$\alpha = \frac{t_2\,\lambda_1\,k}{\left(1-2^{-k}\right)\Gamma\left(1+k\right)}$$

$$u = \lambda_1 - \alpha\left[1-\Gamma\left(1+k\right)\right]/k$$

En las que Γ representa la función gamma.

El parámetro de forma k depende únicamente del L- coeficiente de sesgo (t_3 o L-CS). El parámetro de escala α depende del L-coeficiente de variación (t_2 o L-CV), del L-CS y de la media (λ_1). Finalmente, el parámetro de localización u, depende de la media (λ_1), del L-CV y del L-CS.
En el caso de realizar el ajuste asumiendo un valor regional del L-CS, no será necesario calcular el valor de t_3 a partir de la serie de datos de la estación, sino que se tomará directamente el valor correspondiente a la región. Se tomará, por tanto, un mismo valor de k para todas las estaciones de la región. Los valores α y u se calcularán a partir del valor del parámetro k, y de los valores de t_2 y λ_1 calculados a partir de la muestra. En la Tabla 8 se indica el valor del L-CS de las series de caudales máximos anuales para cada una de las regiones consideradas. No se indica el valor del L-CS en las regiones 21, 23 y 96 por haber utilizado en estas zonas una función Gumbel, que no requiere imponer el sesgo en su ajuste; ni en las regiones 72, 73, 82 y 84 en las que se ha empleado la función TCEV, para la cual se propone un procedimiento regional de ajuste diferente según se expondrá en el apartado 4.3.

Función Gumbel:

La función Gumbel es un caso particular de la función de valores extremos generalizada, cuando el parámetro k de esta última distribución toma un valor de cero. El proceso de ajuste de la función Gumbel mediante el método de los momentos ponderados probabilísticamente o L-momentos es idéntico al expuesto para el caso de la función GEV, pero en este caso las expresiones para obtener los parámetros en función de los L-momentos serían las siguientes:

$$\alpha = \lambda_1 \frac{t_2}{\ln(2)}$$

$$u = \lambda_1 - 0,5772\,\alpha$$

Donde, al igual que antes, λ_1 es el L-momento de primer orden y t_2 el L-CV que es igual al cociente de los L-momentos de segundo y primer orden $t_2 = \lambda_2 / \lambda_1$. Tanto λ_1 como t_2 se calcularán a partir de los datos de la muestra.

Función de valores extremos de dos componentes (TCEV):

La función TCEV es una función de cuatro parámetros, resultado de la composición de dos funciones Gumbel:

$$F(x) = \exp\left[-e^{-\frac{x-u_1}{\alpha_1}} - e^{-\frac{x-u_2}{\alpha_2}}\right]$$

El procedimiento recomendado para el ajuste de los cuatro parámetros de esta función difiere del propuesto para el caso de las funciones GEV y Gumbel. En este caso el procedimiento de regionalización propuesto es diferente y no se asume un valor regional del L-CS (Jiménez, A. y Mediero, L., 2009).
Se propone realizar la estimación de los dos primeros parámetros de la función TCEV (u_1, α_1), correspondientes a la primera función Gumbel (primera rama de la función), mediante el ajuste local de una función Gumbel a partir de los datos de la muestra mediante el método de los L-momentos (según se ha expuesto en el apartado anterior), de la que se habrán eliminado previamente los *outliers* tal como se comenta en el apartado 3.3.2.

$$\alpha_1 = (\lambda_1)_1 \frac{(t_2)_1}{\ln(2)}$$

$$u_1 = (\lambda_1)_1 - 0,5772\,\alpha_1$$

La estimación de los otros dos parámetros de la TCEV (u_2, α_2), correspondientes a la segunda función Gumbel (segunda rama de la función), se realizará asumiendo un valor regional del L-CV de la segunda rama [$(t_2)_2$], según los valores expuestos en la Tabla 9, y estimando el valor de la media [$(\lambda_1)_2$], mediante una regresión con los estadísticos correspondientes a la primera rama ($(\lambda_1)_1$ y $(t_2)_1$):

$$(\lambda_1)_2 = -10^a\,(\lambda_1)_1^b\,(t_2)_1^c$$

Tabla 9. L-coeficiente de variación y parámetros de la ecuación de regresión para el cálculo de la media, dentro del procedimiento de ajuste de la función TCEV.

Región	L-CV	*a*	*b*	*c*
72 y 73	-0,26	1,5846	1,2280	0,8554
82 y 84	-0,24	2,6039	0,5659	0,6861

Finalmente, los valores de los parámetros de la segunda rama se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$\alpha_2 = (\lambda_1)_2 \frac{(t_2)_2}{\ln(2)}$$

$$u_2 = (\lambda_1)_2 - 0,5772\,\alpha_2$$

El proceso expuesto anteriormente para el ajuste de las leyes de frecuencia y la consiguiente estimación de los cuantiles de distintos periodos de retorno, ya ha sido realizado por el CEDEX en lo que se refiere a las series de caudales seleccionadas para la elaboración de los mapas de caudales máximos. De esta forma, como

Tabla 10. Cuantiles de caudal máximo anual (m^3/s), correspondientes a distintos periodos de retorno, para las estaciones seleccionadas en la región 12.

Región 12													
Código	T2	T5	T10	T25	T100	T500	Código	T2	T5	T10	T25	T100	T500
1043+1343	146	235	301	394	553	772	1395	189	287	360	462	637	878
1268	300	462	582	750	1038	1435	1398	44	62	76	95	128	173
1273	51	78	97	125	172	237	1404	84	121	149	188	254	346
1285	76	113	140	178	244	334	1414	36	49	59	72	96	128
1302	204	283	341	423	563	757	1427	198	351	464	623	895	1270
1303	248	359	444	565	777	1081	1433	60	91	115	147	203	281
1346	626	899	1101	1385	1869	2538	1266+Urdón	16	28	37	50	71	101
1353	154	235	295	379	522	720	Arenas de Cabrales	143	220	278	359	497	688
1358	68	105	133	172	239	331	La Barca	286	427	532	679	930	1277
1365	110	173	219	284	395	548	La Cohilla	60	82	98	121	159	212
1369	296	460	582	753	1044	1447	Salime	490	748	939	1208	1665	2298
1378	80	117	145	183	248	338	Tanes	132	194	240	305	416	569

alternativa a la aplicación de la metodología expuesta, pueden utilizarse los cuantiles obtenidos por el CEDEX como base de los estudios hidrológicos complementarios[4]. Esto, como ya se ha comentado anteriormente, facilitará la coherencia de resultados entre los nuevos estudios hidrológicos y los mapas de caudales máximos. En la Tabla 10 se exponen los cuantiles obtenidos para las estaciones seleccionadas dentro de la región 12.

En cuanto a los cuantiles de volumen máximo, a diferencia de los de caudal, no han sido calculados previamente por el CEDEX para la elaboración del mapa de caudales máximos, por lo que es necesario calcularlos para llevar a cabo los estudios hidrológicos complementarios. Al igual que para los caudales punta, se recomienda emplear una función GEV, ajustada por el método de los L-momentos, salvo en aquellas zonas con coeficientes de sesgo inferiores al de la función Gumbel, en las que se recomienda emplear ésta última.

Dado que para las series de volúmenes máximos no se proporcionan los valores de los L-coeficientes de sesgo, será necesario proceder a su cálculo en caso de que se quiera realizar un ajuste regional de la ley de frecuencia con objeto de mejorar la estimación de los cuantiles de alto periodo de retorno. En este sentido, se ha podido comprobar que las regiones estadísticas indicadas anteriormente para el cálculo de los caudales máximos presentan también homogeneidad respecto de las series de volúmenes máximos de los hidrogramas de avenida

Tabla 11. Cuantiles de volumen máximo anual (hm^3), correspondientes a distintos periodos de retorno, para las estaciones seleccionadas en la región 12.

Región 12													
Código	T2	T5	T10	T25	T100	T500	Código	T2	T5	T10	T25	T100	T500
1043+1343	21,70	31,48	38,15	46,81	60,08	76,09	1395	27,17	36,92	43,56	52,17	65,38	81,32
1268	37,80	54,82	66,43	81,48	104,57	132,42	1398	6,20	8,28	9,69	11,53	14,35	17,75
1273	7,43	8,80	9,74	10,96	12,82	15,07	1404	18,10	24,03	28,06	33,30	41,34	51,03
1285	9,27	11,90	13,69	16,01	19,58	23,88	1414	6,98	9,81	11,74	14,24	18,07	22,70
1302	33,16	40,72	45,88	52,56	62,82	75,19	1427	42,43	63,77	78,32	97,19	126,14	161,06
1303	31,18	41,53	48,58	57,73	71,77	88,70	1433	9,03	12,82	15,40	18,75	23,89	30,09
1346	138,26	202,50	246,30	303,12	390,25	495,38	1266+Urdón	3,78	5,67	6,96	8,63	11,19	14,28
1353	28,06	40,02	48,17	58,75	74,97	94,54	Arenas de Cabrales	21,40	30,57	36,82	44,93	57,37	72,37
1358	12,31	17,99	21,86	26,87	34,57	43,85	La Barca	56,58	78,27	93,05	112,24	141,66	177,16
1365	22,28	30,75	36,52	44,01	55,50	69,36	La Cohilla	7,54	9,78	11,31	13,30	16,34	20,01
1369	56,02	76,94	91,21	109,71	138,09	172,33	Salime	108,60	161,09	196,88	243,31	314,50	400,40
1378	12,06	16,75	19,94	24,09	30,45	38,12	Tanes	24,04	30,55	34,99	40,75	49,59	60,24

[4] Estos cuantiles pueden ser facilitados por el CEDEX a través de la Dirección General del Agua o de las Confederaciones Hidrográficas.

por lo que, en caso de basar el cálculo en los datos de volumen de escorrentía directa de los hidrogramas de crecida, podrán utilizarse dichas regiones para determinar un L-coeficiente de sesgo regional.

El L-coeficiente de sesgo regional debe calcularse a partir de los valores correspondientes a cada una de las series temporales de las estaciones de aforo seleccionadas dentro de la región, como media ponderada en función del número de datos de cada serie. De esta forma, se da más peso en el cálculo al valor de aquellas estaciones con más datos.

$$L\text{-}C_s^{reg} = \Sigma L\text{-}C_s^{i} \cdot n_i / \Sigma n_i$$

Siendo: $L\text{-}C_s^{reg}$ el valor regional del L-CS, $L\text{-}C_s^{i}$ el valor en la estación i del L-CS y n_i número de datos de la serie temporal de la estación i.

En el caso de analizar los volúmenes de avenida de manera simplificada a partir de los volúmenes máximos en N días consecutivos, podría darse el caso de falta de homogeneidad, respecto a ese tipo de datos, en alguna de las regiones estadísticas propuestas anteriormente (principalmente, si hay estaciones con superficies de cuenca vertiente muy diferentes entre sí), por lo que puede ser conveniente analizar la homogeneidad de la región antes de proceder al ajuste regional de la ley de frecuencia, o recurrir, en su caso, a un ajuste local de la misma.

En la Tabla 11 se expone el valor de los cuantiles de volumen máximo en 5 días consecutivos obtenidos para la región 12, a partir de un L-coeficiente de sesgo calculado para dicha región, y mediante la aplicación de los procedimientos expuestos en este apartado.

RECOMENDACIONES

El CAUMAX proporciona una división del territorio de la España peninsular en regiones con comportamiento estadístico homogéneo. Para cada región se indica el tipo de función de distribución a emplear y el valor del L-coeficiente de sesgo de las series de caudal máximo anual.

•

Se recomienda emplear en el ajuste de las leyes de frecuencia una función de distribución de valores extremos generalizada (GEV), salvo en determinadas zonas de la cuenca del Duero y en un tramo del río Ebro en las que se propone el uso de una función Gumbel, caso particular de la función anterior. En el caso de las regiones costeras de las cuencas del Júcar y Segura (incluyendo parte de los ríos más orientales de las cuencas mediterráneas andaluzas) se recomienda el empleo de una función de valores extremos de dos componentes (TCEV) que es la que mejor reproduce el comportamiento hidrológico tan extremo existente en dichas zonas.

•

Para realizar el ajuste de los parámetros de las funciones se recomienda emplear el método de los L-momentos, asumiendo en el ajuste un valor regional del L-coeficiente de sesgo, salvo para la función TCEV para la que se propone un procedimiento específico.

•

Como alternativa a la aplicación de la metodología expuesta, pueden utilizarse, como base de los estudios hidrológicos complementarios, los cuantiles ya obtenidos por el CEDEX, lo que facilitará la coherencia de resultados entre los nuevos estudios hidrológicos y los mapas de caudales máximos.

•

Para el cálculo de los cuantiles de volumen máximo, se recomienda emplear una función GEV, ajustada por el método de los L-momentos, salvo en aquellas zonas con coeficientes de sesgo inferiores al de la función Gumbel, en las que se recomienda emplear ésta última. Dado que para las series de volúmenes máximos no se proporcionan los valores de los L-coeficientes de sesgo, será necesario proceder a su cálculo en caso de que se quiera realizar un ajuste regional de la ley de frecuencia.

•

Se ha podido comprobar que las regiones estadísticas determinadas para el cálculo de los caudales máximos presentan también homogeneidad respecto de las series de volúmenes máximos de los hidrogramas de avenida. En el caso de analizar los volúmenes de avenida de manera simplificada a partir de los volúmenes máximos en N días consecutivos, no se puede asegurar la homogeneidad de dichas regiones estadísticas. En este último caso será conveniente analizar la homogeneidad de la región antes de proceder al ajuste regional de la ley de frecuencia, o recurrir a un ajuste local de la misma.

3.4

Grado de alteración hidrológica de la cuenca

Como se ha comentado anteriormente, uno de los objetivos principales de los estudios hidrológicos será determinar los caudales en régimen alterado como consecuencia de la presencia en la cuenca de diversas infraestructuras hidráulicas, principalmente presas. Por tanto, se recomienda realizar previamente, al inicio del estudio hidrológico, un análisis del grado de alteración de la cuenca, que permita determinar el número, tipo y dimensiones de las presas existentes en la cuenca y, mediante los criterios generales que se proporcionan a continuación, descartar determinadas presas que previsiblemente producirán una alteración de la magnitud de los caudales de avenida muy pequeña.

Por otra parte, es necesario tener en cuenta que, dado que los resultados de la zonificación de una determinada zona inundable posiblemente sean utilizados para ordenar los usos del suelo de la zona en función de su peligrosidad de inundación, así como para decidir si una determinada zona debe o no ser urbanizada, es posible que a partir de esa información cartográfica se tomen decisiones que lleven a consolidar determinados usos del suelo. De esta forma, parece claro que a la hora de reducir la magnitud de los cuantiles de caudal máximo como consecuencia de la presencia de determinados elementos o infraestructuras en la cuenca, se deben considerar únicamente aquellos elementos cuya continuidad en el tiempo, y cuyo adecuado mantenimiento y explotación, esté absolutamente garantizado, de tal forma que se evite tener en cuenta elementos susceptibles de desaparecer o modificarse en el futuro, desapareciendo con ellos el incremento de seguridad que se creía garantizado y exponiendo a determinados usos del suelo de la zona inundable a un riesgo mayor que el previsto. En definitiva, el incremento de seguridad proporcionado por la infraestructura que se considere al realizar el estudio hidrológico debe estar absolutamente garantizado en el futuro. De esta forma, la finalidad del estudio hidrológico para determinar los caudales en régimen alterado no es reflejar con absoluta fidelidad y realismo la situación existente actualmente en la cuenca sino considerar, de una forma razonable y con criterios que dejen del lado de la seguridad, aquellos elementos que contribuyan a reducir el riesgo de inundación en una zona determinada, con garantías de seguir reduciéndolo en el futuro.

Se propone realizar inicialmente un inventario de las presas existentes en la cuenca, a partir del cual decidir qué infraestructuras tener en consideración en las siguientes fases del estudio, y que incluya información relativa a:

- Nombre de la presa
- Situación: río sobre el que se encuentra y coordenadas
- Superficie de cuenca vertiente al embalse
- Dimensiones: altura, superficie de embalse, volumen total de embalse y volumen útil
- Uso o usos a los que está dedicada la presa
- Titular de la presa

Para realizar dicho inventario puede partirse de la información incluida en el Inventario de Presas y Embalses, confeccionado por el Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, así como de cualquier otra de que se disponga en las distintas Confederaciones Hidrográficas, en la Dirección General del Agua o en el CEDEX.

Como criterio general, se recomienda no tener en cuenta en las siguientes fases del estudio aquellas presas que, por el escaso porcentaje de cuenca vertiente al tramo de estudio que controlan o por su pequeña capacidad de embalse, previsiblemente tendrán un efecto muy pequeño en la reducción de los caudales de avenida. En concreto, se propone descartar aquellas presas que cumplan al menos una de las dos condiciones siguientes:

- El porcentaje de cuenca controlada por el embalse es menor del 10% de la cuenca vertiente al tramo de estudio.
- El volumen útil del embalse es menor del 10% del volumen de avenida en la zona de estudio para el periodo de retorno de 10 años.

En cualquier caso, la aplicabilidad del criterio anterior se analizará en función de las circunstancias propias de la cuenca.

Para la aplicación del segundo de los dos criterios expuestos es necesario disponer de los cuantiles del volumen de avenida en el tramo de estudio. Obviamente, no se dispondrá de los valores correctos de esos cuantiles hasta que no se haya realizado el estudio hidrológico, salvo que se disponga de una estación de aforo en el propio tramo. En consecuencia, para la aplicación de este criterio se propone realizar una primera estimación del cuantil de volumen de avenida, correspondiente a 10 años de periodo de retorno, mediante el ajuste

de una ecuación de regresión entre el logaritmo del cuantil de volumen y el área de la cuenca vertiente a la estación, para todas las estaciones de aforo y embalses existentes en la región estadística a la que pertenece el tramo de estudio (ver Figura 45), aplicando posteriormente esta relación para el área vertiente al tramo de estudio. Esta relación, obviamente, no proporciona un valor preciso pero permite tener una estimación suficiente para la aplicación del criterio anterior.

A modo de ejemplo, se describe la información recopilada para la realización del estudio del tramo bajo del río Nalón. La cuenca vertiente a dicho tramo tiene una superficie total de 4.702 km^2, de los que 1.844 km^2 corresponden a la cuenca del Narcea, y el resto (2.858 km^2) a la del Nalón. La cuenca ocupa un 44% del total del territorio del Principado de Asturias, con un grado importante de alteración, con diversos aprovechamientos y obras de encauzamiento. En la cuenca del río Nalón hay un total de 14 presas (Figura 46), siendo el uso predominante el de la energía. En la Tabla 12 se muestran las principales características de estas presas.

Las superficies de cuenca hasta la confluencia del Nalón y el Narcea son de 2.858 km^2 en el Nalón, y de 1.844 km^2 en el Narcea, lo que supone aproximadamente, según la ecuación de regresión establecida anteriormente, unos volúmenes de avenida de 174 hm^3 en el Narcea, de 259 hm^3 en el Nalón aguas arriba de la confluencia y de 409 hm^3 aguas abajo, para 10 años de periodo de retorno.

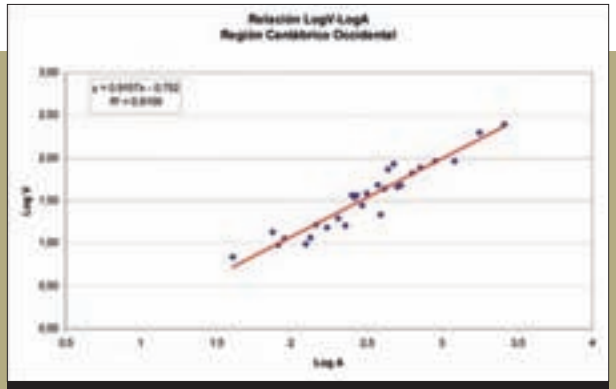


Figura 45. Ecuación de regresión entre el logaritmo del cuantil de volumen de 10 años de periodo de retorno y el logaritmo del área para la región 12.

Figura 46. Mapa de situación de las presas existentes en la cuenca del río Nalón.

Tabla 12. Embalses de las cuencas del Nalón y del Narcea (fuente de datos: base de datos HIDRO del CEDEX). Notas: (I) EA - Energía y abastecimiento; E - Energía; A - Abastecimiento; I - Industria; (II) P - Particular; E - Estado; CU - Comunidad de usuarios.

Nombre	Altura (m)	Vol. útil (hm^3)	Vol. emb. (hm^3)	Sup. cuenca (km^2)	Sup. embalse (ha)	Uso(I)	Propietario(II)
RIOSECO (NAL)	29,0	3,0	4,9	328,9	63,0	EA	P
FURACÓN, EL (NAL)	14,0	-	1,0	0,0	19,0	E	-
ALFILORIOS (NAL)	73,0	-	9,3	4,0	52,0	A	E
BARCA, LA (NAR)	74,0	25,0	41,0	1210,5	194,0	E	P
PRIAÑES (NAL)	27,0	1,0	2,0	381,6	35,0	E	P
FLORIDA, LA (NAR)	19,0	-	1,0	1005,0	6,0	E	-
SOMIEDO (NAR)	24,0	1,0	2,0	135,6	0,1	E	P
TANES (NAL)	95,0	29,0	36,0	264,4	143,0	EA	P
VALDEMURIO (NAL)	40,0	1,2	2,0	196,0	22,0	E	-
SALIENCIA (NAR)	20,0	0,1	0,2	48,0	1,0	E	-
SANDÍN (NAL)	27,0	-	0,9	0,8	3,7	I	CU
VALDUNO I (NAL)	11,9	-	0,4	0,0	0,2	E	CU
VALLE I (NAR)	12,0	-	0,0	39,0	1,8	E	CU
VALLE II (NAR)	11,0	2,5	3,1	8,5	23,7	E	CU

Si definimos un coeficiente K_v dado por:

$$K_v = \frac{V_{útil\ emb.}}{V_{T10}}$$

siendo $V_{útil\ emb.}$ el volumen útil del embalse y V_{T10} el volumen estimado para el cuantil de 10 años de periodo de retorno en el tramo de estudio, según el segundo criterio anterior, se considera que el embalse no da lugar a una alteración significativa de los caudales de avenida cuando K_v < 0,10.

En la Tabla 13 se muestra el valor de este coeficiente para las presas mencionadas, tanto en relación a la cuenca del afluente en que están situadas, como en relación a la cuenca del Nalón aguas abajo de la confluencia con el Narcea.

Se observa cómo únicamente las presas de La Barca y Tanes tienen un volumen útil superior al 10% del cuantil de volumen correspondiente a los ríos Narcea y Nalón aguas arriba de la confluencia. El embalse de Tanes, sobre el río Nalón, tiene una cuenca vertiente de 264,4 km^2 y el de La Barca, sobre el Narcea, de 1.210,5 km^2.

Igualmente, si definimos un coeficiente K_a dado por:

$$K_a = \frac{S_{emb}}{S}$$

siendo S_{emb}, la superficie de la cuenca que vierte al embalse, y S, la superficie total de la cuenca vertiente al tramo de estudio, según el criterio anterior, se considera que el embalse no da lugar a una alteración significativa de los caudales de avenida cuando K_a < 0,10, esto es, la superficie de la cuenca vertiente al embalse es menor de un 10% de la superficie de cuenca vertiente al tramo de estudio.

En la Tabla 14 se indica el valor de este coeficiente para las dos presas mencionadas, calculado tanto respecto de la cuenca vertiente al río en que están situadas, como respecto de la cuenca vertiente al Nalón aguas abajo de la confluencia con el Narcea.

Tabla 14. Relación entre la superficie de cuenca vertiente a las presas y la vertiente al tramo de estudio.

Nombre	K_a Narcea	K_a Nalón	K_a Total
BARCA, LA (NAR)	0,65	-	0,26
TANES (NAL)	-	0,09	0,06

A partir de los resultados obtenidos, se selecciona únicamente el embalse de La Barca para incluirlo en las siguientes fases del estudio hidrológico. La superficie del embalse de La Barca se estima en unas 194 ha. La presa es una bóveda de 73,5 m de altura con un aliviadero situado en el estribo derecho, de 2 vanos de 12 m de longitud, dotados de compuertas Taintor de 12x9 m, y proyectados para una avenida de 1.500 m^3/s. El labio del aliviadero está a la cota 200 m, siendo 212 m la correspondiente al máximo nivel normal.

Tabla 13. Relaciones entre los volúmenes útiles de los embalses y los cuantiles de volumen de 10 años de periodo de retorno.

Nombre	Vol. útil (hm^3)	Vol. emb. (hm^3)	K_v Narcea	K_v Nalón a. arriba	K_v Nalón a. abajo
RIOSECO (NAL)	3,0	4,9	-	0,01	0,007
FURACÓN, EL (NAL)	-	1,0	-	0,004	0,002
ALFILORIOS (NAL)	-	9,3	-	0,035	0,02
BARCA, LA (NAR)	25,0	41,0	0,14	-	0,06
PRIAÑES (NAL)	1,0	2,0	-	0,004	0,002
FLORIDA, LA (NAR)	-	1,0	0,006	-	0,002
SOMIEDO (NAR)	1,0	2,0	0,006	-	0,002
TANES (NAL)	29,0	36,0	-	0,11	0,07
VALDEMURIO (NAL)	1,2	2,0	-	0,005	0,003
SALIENCIA (NAR)	0,1	0,2	0,0006	-	0,0002
SANDÍN (NAL)	-	0,9	-	0,003	0,002
VALDUNO I (NAL)	-	0,4	-	0,001	0,001
VALLE I (NAR)	-	0,0	-	-	-
VALLE II (NAR)	2,5	3,1	0,01	-	0,006

RECOMENDACIONES

La finalidad del estudio hidrológico para determinar los caudales en régimen alterado no es reflejar con absoluta fidelidad y realismo la situación existente actualmente en la cuenca sino considerar, de una forma razonable y con criterios que dejen del lado de la seguridad, aquellos elementos que contribuyan a reducir el riesgo de inundación en una zona determinada, con garantías de seguir reduciéndolo en el futuro.

Se propone realizar inicialmente un inventario de las presas existentes en la cuenca, a partir del cual decidir qué infraestructuras tener en consideración en las siguientes fases del estudio, y que incluya, entre otras cosas, información relativa al volumen de embalse y a la superficie vertiente a la presa.

Se propone descartar aquellas presas que cumplan al menos una de las dos condiciones siguientes:

- **El porcentaje de cuenca controlada por el embalse es menor del 10% de la cuenca vertiente al tramo de estudio.**
- **El volumen útil del embalse es menor del 10% del volumen de avenida en la zona de estudio para el periodo de retorno de 10 años.**

Para la aplicación del segundo de los criterios anteriores, dado que no se conocerá el cuantil de volumen salvo que se disponga de una estación de aforo en el tramo, se propone realizar una primera estimación mediante el ajuste de una ecuación de regresión entre el logaritmo del cuantil de volumen y el área de la cuenca vertiente a cada estación, para todas las estaciones de aforo y embalses existentes en la región estadística a la que pertenece el tramo de estudio.

3.5

Estimación preliminar del grado de laminación

Como se ha dicho anteriormente, puesto que uno de los objetivos de emplear como base del trabajo los mapas de caudales máximos es evitar, en la medida de lo posible, la realización de los estudios hidrológicos, se considera importante evaluar inicialmente si es necesario o no realizar estos estudios complementarios. Se recomienda realizar, por tanto, junto con el análisis del grado de alteración de la cuenca expuesto en el apartado anterior, una estimación aproximada de la laminación esperable, tanto en aquellos embalses seleccionados como en la propia llanura de inundación. Para estimar mediante criterios simples el orden de magnitud del grado de laminación de un hidrograma en un embalse, se puede partir de unas relaciones geométricas sencillas entre los hidrogramas de entrada y salida del mismo. En primer lugar, si se supone el caso de un aliviadero sin compuertas, el caudal de salida se podrá expresar como una función que depende exclusivamente del volumen almacenado en el embalse, por lo que el caudal máximo del hidrograma de salida se producirá en el instante en que el caudal de entrada y salida son iguales. De esta forma, y si se supone una forma geométrica triangular sencilla para los hidrogramas de entrada y salida, se obtendrá una relación entre ambos hidrogramas como la representada en la Figura 47, considerando que el embalse se encuentra inicialmente a su máximo nivel normal, y suponiendo que el hidrograma de salida ha sufrido una laminación del $\alpha \cdot 100\%$.

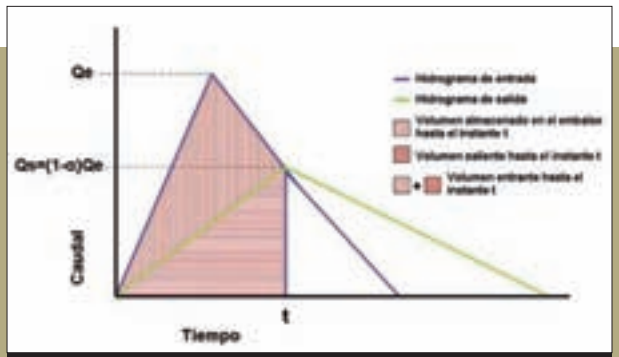


Figura 47. Relación geométrica simplificada entre los hidrogramas de entrada y salida al embalse.

Si se analizan en dicha figura los volúmenes entrantes y salientes al embalse hasta el instante en que se produce el máximo caudal de salida, se obtiene que el área del hidrograma de entrada hasta dicho instante representa el volumen total que ha entrado al embalse hasta ese momento, y el área del hidrograma de salida el volumen vertido por la presa hasta entonces. La diferencia de ambas cantidades corresponderá al incremento de volumen almacenado en el embalse hasta ese momento, que se puede expresar en función del volumen del hidrograma como:

$$\Delta V = \alpha \cdot V_e$$

Siendo:

- ΔV el incremento de volumen almacenado en el embalse
- V_e el volumen del hidrograma de la avenida
- α la laminación sufrida por el hidrograma de salida en tanto por uno

Dado que, como antes se ha mencionado, en el caso de un aliviadero sin compuertas el caudal de salida del embalse depende exclusivamente del volumen almacenado, existirá una relación entre el caudal máximo de salida y el incremento de volumen necesario en el embalse para verterlo, pudiendo asignarse, por tanto, a cada caudal de salida un incremento de volumen asociado.
Esta relación geométrica simplificada indica que el caudal máximo de salida será aproximadamente aquel cuyo incremento de volumen asociado está en la misma relación respecto al volumen total de la avenida que la reducción del caudal máximo de salida respecto al caudal máximo de entrada:

$$\alpha = (Q_e - Q_s)/Q_e = \Delta V/V_e$$

Por otra parte, es necesario tener en cuenta que la estimación de los caudales de avenida en régimen natural tendrá asociada un determinado error, como consecuencia tanto del propio error en la información de partida como de las limitaciones de las metodologías empleadas:

- Error en la medición de los caudales en las estaciones de aforo y, en su caso, en la estimación de caudales máximos instantáneos a partir de los medios diarios.
- Error en la estimación del cuantil de un determinado periodo de retorno a partir de los datos de la muestra.
- Error en la estimación del cuantil de un periodo de retorno en puntos no aforados mediante el empleo de modelos hidrometeorológicos calibrados en los puntos aforados.

En el caso de los caudales estimados a partir de los mapas de caudales máximos, una cifra indicativa del error cometido en la estimación podría ser el error estándar asociado a las ecuaciones de regresión múltiple empleadas en la confección de los mapas. En la Tabla 4 se indicaron las ecuaciones ajustadas para la región 32, así como el error estándar asociado a las mismas. En estudios locales de mayor detalle se pueden tener también errores significativos, con incertidumbres que pueden situarse fácilmente en un 10 o un 20%.
Si se tiene en cuenta esta incertidumbre, parece razonable que únicamente se considere la reducción en los caudales de avenida, como consecuencia de la laminación en los embalses, si el porcentaje de laminación esperable es comparable al porcentaje de error en la estimación del caudal en régimen natural. De esta forma, se propone que se exija un porcentaje de laminación en el embalse de al menos un 10-20% para tenerlo en cuenta en el cálculo de los caudales en régimen alterado.
Se puede emplear la expresión simplificada anterior para comprobar si la laminación esperable en los embalses seleccionados estará en el orden indicado (por ejemplo, un 20%) o si, por el contrario, será claramente mayor o menor, mediante el siguiente procedimiento:

- Cálculo del caudal máximo de salida correspondiente al porcentaje de laminación considerado (un 20% en este caso):

  $$Q_s = (1-\alpha) \cdot Q_e = 0{,}8 \cdot Q_e$$

  donde se ha tomado α = 0,2
- Cálculo del incremento de volumen (ΔV) necesario en el embalse para que se pueda verter dicho caudal por los aliviaderos de la presa.
- Comparación de ΔV con el volumen del hidrograma de la crecida (V_e):
  - Si ΔV es considerablemente inferior a αV_e, el caudal máximo de salida será muy probablemente superior a Q_e, por lo que la laminación esperable será menor que la considerada, y no será necesario incluir la presa en las siguientes fases del estudio.
  - Si ΔV es considerablemente superior a αV_e, el caudal máximo de salida será muy probablemente inferior a Q_e, por lo que la laminación esperable será mayor que la considerada, y habrá que incluir la presa en las siguientes fases del estudio hidrológico.

- Si no se da ninguna de las dos circunstancias anteriores, la laminación esperable podría estar en el orden del porcentaje considerado, por lo que será necesario realizar el estudio hidrológico correspondiente para determinarla con mayor precisión.

Se recomienda aplicar el procedimiento anterior para distintos periodos de retorno entre 10 y 500 años. Los cuantiles de caudal y volumen para ese periodo de retorno se pueden obtener mediante un análisis de las series de caudales y volúmenes máximos anuales entrantes al embalse, si se dispone de ese registro, o mediante ecuaciones de regresión aproximadas entre el logaritmo de los cuantiles y el logaritmo del área según lo expuesto en el apartado 3.3. Para obtener la relación entre el caudal de salida y el incremento de volumen necesario en el embalse, se recomienda suponer que la presa vierte únicamente por el aliviadero de superficie, que, en el caso de aliviaderos con compuertas, éstas se encuentran abiertas, y que el embalse se encuentra inicialmente lleno hasta la cota del umbral del aliviadero.

Si se adopta para los aliviaderos con compuertas los criterios de gestión indicados en el apartado 3.8, el porcentaje de laminación será, en general, inferior al proporcionado por el procedimiento aproximado expuesto anteriormente. En el caso de embalses con normas de explotación en las que se considere la existencia de resguardos, criterios específicos para la operación de las compuertas o el vertido por otros órganos de desagüe, las expresiones aproximadas anteriores podrían no ser válidas. En estos casos, se deberá obtener el grado de laminación esperable a partir de la información contenida en dichas normas.

A modo de ejemplo, se aplica el criterio expuesto al análisis de la laminación en el embalse de La Barca, seleccionado en el apartado anterior, para un periodo de retorno de 10 años. A partir de la información expuesta en las tablas 13 y 14, se tiene que los cuantiles de caudal y volumen máximo en dicha presa son de 532 m^3/s y de 93,05 hm^3, respectivamente. Si se considera un porcentaje de laminación de un 20%, el caudal de salida será:

$$Q_s = (1-\alpha)\cdot Q_e = 0{,}8\cdot 532 = 426 \text{ m}^3/\text{s}$$

La presa de La Barca dispone de un aliviadero con dos vanos de 12 m de longitud cada uno. Asumiendo un coeficiente de vertido igual a 2, la elevación necesaria en el embalse, sobre el umbral del aliviadero, para verter un caudal de 426 m^3/s será:

$$Q_s = 426 \text{ m}^3/\text{s} = CLH^{3/2} = 2\cdot 24\cdot H^{3/2} \Rightarrow H = 4{,}3 \text{ m}$$

Sobreelevación que supone un incremento de volumen en el embalse de unos 4,5 hm^3. De esta forma, se verifica:

$$\Delta V = 4{,}5 \text{ hm}^3 << \alpha V_e = 0{,}2\cdot 93{,}05 = 18{,}6 \text{ hm}^3$$

Por lo que el caudal máximo de salida será previsiblemente superior a 426 m^3/s, y la laminación, por tanto, inferior al 20% considerado. Esta circunstancia se ha podido confirmar mediante estudios de mayor detalle de los que se deduce que la laminación en el embalse de La Barca sería realmente inferior al 5%. De esta forma, para el desarrollo del caso de estudio en el río Nalón se ha despreciado el efecto de las presas existentes en la cuenca, adoptando para el cálculo los caudales correspondientes al régimen natural.

Cuando se trata de determinar el grado de laminación esperable durante la propagación de la avenida en la propia zona inundable en estudio, con la finalidad de determinar si es o no necesario emplear un modelo hidráulico en régimen variable, la relación entre los hidrogramas de entrada y salida puede no tener una relación geométrica como la indicada en la Figura 47, si el tramo de estudio tiene una longitud importante, ya que en este caso, debido al tiempo de traslación que necesita el hidrograma para recorrer el tramo, ambos hidrogramas estarán desfasados. De la misma forma, en tramos de cierta extensión, no se podrá relacionar el caudal de salida del tramo únicamente en función del volumen almacenado en el mismo.

No obstante, lo más normal, salvo en grandes zonas inundables sometidas a avenidas con volúmenes no demasiado grandes en relación a sus caudales punta (como podría ser el caso de la llanura de inundación del río Júcar), es que la laminación debida a la propagación de la avenida en la zona inundable sea de pequeña magnitud. En consecuencia, se propone, de forma aproximada, emplear una expresión similar a la expuesta anteriormente para la estimación de la laminación en un embalse, correspondiendo en este caso ΔV al volumen que es necesario que esté almacenado en el tramo de estudio para que pueda circular el caudal. Ese volumen es fácilmente determinable a partir de un modelo en régimen permanente de la zona de estudio, e incluso a partir de un cálculo aproximado mediante la fórmula de Manning sobre una sección transversal representativa.

RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar una estimación aproximada de la laminación esperable, tanto en aquellos embalses seleccionados como en la propia llanura de inundación.

A partir de esta estimación aproximada, y teniendo en cuenta el error presente en la estimación de los caudales de avenida en régimen natural, se propone que se exija un porcentaje de laminación en el embalse del orden de un 10-20% para tenerlo en cuenta en el cálculo de los caudales en régimen alterado.

Para comprobar si la laminación esperable en los embalses seleccionados es superior al porcentaje indicado, se puede seguir el siguiente procedimiento

- Cálculo del caudal máximo de salida correspondiente a un $\alpha \cdot 100$ % de laminación.
- Cálculo del incremento de volumen (ΔV) necesario en el embalse para que se pueda verter dicho caudal por los aliviaderos de la presa.
- Si ΔV es considerablemente inferior a $\alpha \cdot V_e$, el caudal máximo de salida será muy probablemente superior a Q_e, por lo que la laminación esperable será menor que un $\alpha \cdot 100$ %, y no será necesario incluir la presa en las siguientes fases del estudio.

Se recomienda aplicar el procedimiento anterior para distintos periodos de retorno entre 10 y 500 años.

En el caso de la laminación debida a la propagación en la zona inundable, lo más normal es que ésta sea de pequeña magnitud. Se propone, de forma aproximada, emplear un procedimiento similar al expuesto anteriormente para la estimación de la laminación en un embalse, correspondiendo en este caso ΔV al volumen que es necesario que esté almacenado en el tramo de estudio para que pueda circular el caudal. Este volumen es fácilmente determinable a partir de un modelo en régimen permanente de la zona de estudio, e incluso a partir de un cálculo aproximado mediante la fórmula de Manning sobre una sección transversal representativa.

3.6

Cálculo de los hidrogramas de crecida en régimen natural. Cuencas de pequeño y mediano tamaño

Una vez conocidos los cuantiles de caudal y volumen máximo en las estaciones de aforo y embalses seleccionados, es necesario recurrir a algún tipo de herramienta o procedimiento matemático que permita determinar dichos cuantiles en los puntos de la cuenca no aforados, es decir, que permita extrapolar los resultados obtenidos en las estaciones a otros puntos de la cuenca.

Para hacer esto lo más habitual es emplear modelos hidrometeorológicos calibrados de tal forma que reproduzcan adecuadamente los resultados, desde un punto de vista estadístico, en los puntos aforados, es decir, que para las hipótesis de cálculo adoptadas den como resultado los cuantiles previamente calculados mediante el análisis estadístico, asumiendo que el modelo así calibrado da resultados correctos en los puntos no aforados. En este sentido, hay que tener en cuenta que la obtención de los cuantiles de caudal es fundamentalmente un problema estadístico y no un problema de modelización hidrometeorológica. La interpretación estadística de los resultados del modelo sólo podría llevarse a cabo si se conociese la probabilidad conjunta de las distintas variables que intervienen en la determinación del caudal (cantidad total de precipitación durante

la tormenta, distribución espacial y temporal de la precipitación, humedad antecedente del suelo en la cuenca, etc.). En la práctica dichas probabilidades no se conocen, por lo que hay que recurrir a adoptar determinadas hipótesis de cálculo (precipitación uniforme sobre la cuenca, distribución temporal según hietogramas sintéticos, etc.) y a calibrar determinados parámetros de la modelización (por ejemplo, los parámetros de las ecuaciones de infiltración) para forzar el ajuste de los resultados del modelo hidrometeorológico a los del análisis estadístico en las estaciones de aforo. Esto conlleva que estos modelos sólo puedan aplicarse a cuencas de tamaño no muy grande en las que puedan asumirse las hipótesis realizadas.

En cuencas de gran tamaño, la aplicación de los modelos hidrometeorológicos con las hipótesis simplificadoras mencionadas puede no ser correcta. En estos casos una posibilidad podría ser el empleo de modelos estadísticos basados en relacionar mediante ecuaciones de regresión múltiple los cuantiles calculados en las estaciones de aforo con determinadas características fisiográficas y climáticas de las cuencas, lo que permitiría realizar estimaciones de los cuantiles en aquellos puntos no aforados simplemente conociendo el valor en sus cuencas de las características fisiográficas y climáticas empleadas en la regresión.

En este apartado se aborda el cálculo de los hidrogramas de crecida en régimen natural en las cuencas de tamaño pequeño y mediano, dejando el caso de las cuencas de gran tamaño para el apartado 3.7.

De todos los procesos físicos que tienen lugar en una cuenca durante una tormenta, sólo algunos tienen relevancia a la hora de determinar los caudales de avenida y será, por lo tanto, en la simulación de esos procesos en lo que deberá centrarse el modelo que se utilice.

La ocurrencia de crecidas en los ríos se produce fundamentalmente por la aparición a lo largo de una tormenta de elevadas intensidades de precipitación que superan la capacidad de infiltración del suelo y provocan, por tanto, la formación de escorrentía superficial. Este tipo de escorrentía se traslada muy rápidamente hasta el punto de desagüe, lo que hace que se acumulen en dicho punto grandes volúmenes de escorrentía procedentes de distintos puntos de la cuenca, dando lugar a la aparición de grandes caudales. En ocasiones, la formación de la crecida no sigue un esquema tan sencillo como el expuesto, jugando también un papel importante el flujo subsuperficial.

En definitiva, los procesos físicos cruciales para el cálculo de las avenidas, y cuya modelización es imprescindible que contemple el modelo utilizado,

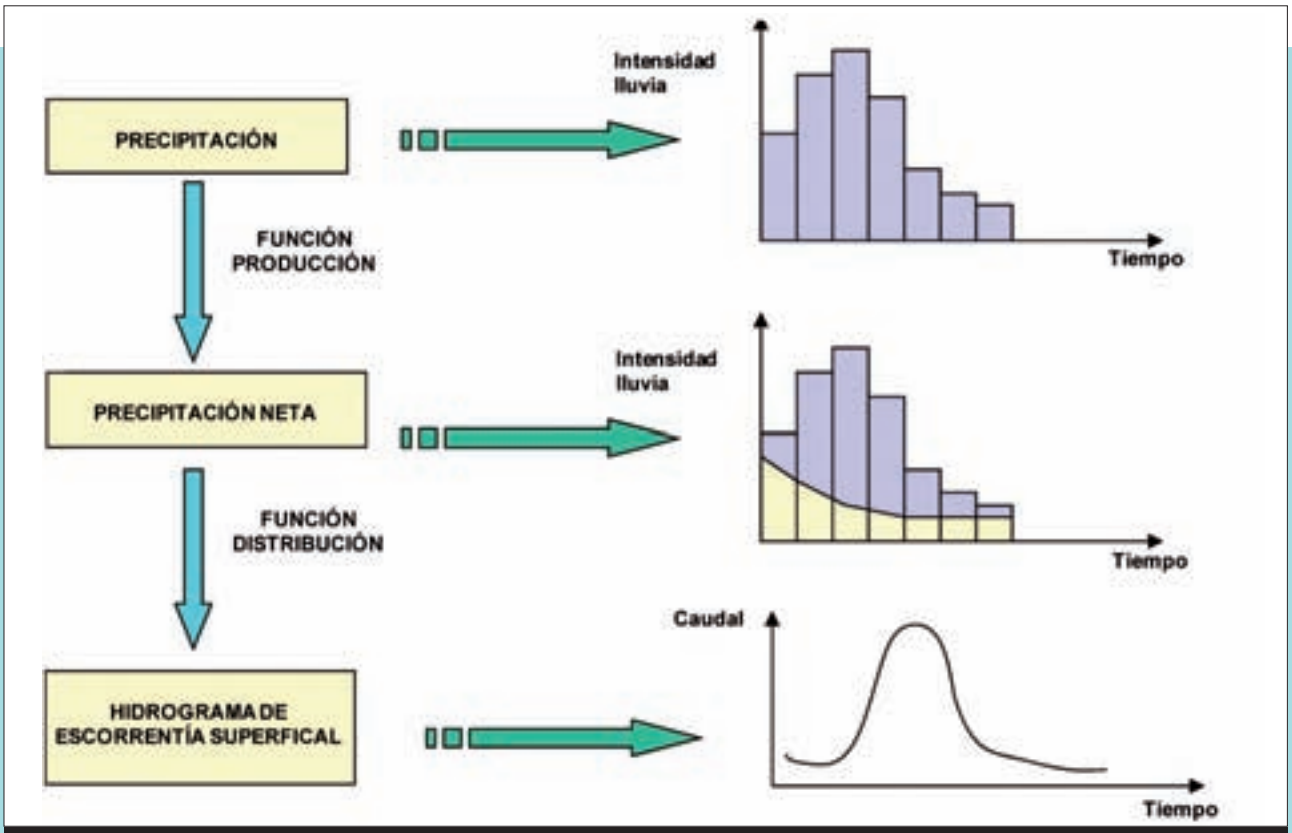


Figura 48. Esquema de cálculo en la modelización hidrometeorológica de crecidas.

son el cálculo en cada instante del exceso de infiltración que dará lugar a la escorrentía superficial y el cálculo de cómo se mueve esa escorrentía por la red de drenaje para formar el caudal en el punto de desagüe. Otro tipo de procesos físicos como la evapotranspiración o la modelización de la percolación y el flujo subterráneo, tienen una importancia muy secundaria y en la práctica pueden ignorarse.

El proceso de cálculo queda, por tanto, esquematizado en tres etapas (ver Figura 48): modelización de la tormenta de cálculo (definición del hietograma de la tormenta); cálculo de la escorrentía superficial generada en cada instante (cálculo del hietograma neto), proceso denominado habitualmente como función producción; y cálculo del caudal generado en el punto de desagüe en cada instante de tiempo como consecuencia de la propagación de la escorrentía a través de la red de drenaje (cálculo del hidrograma de la crecida), proceso denominado habitualmente función distribución.

Es muy habitual, como se verá más adelante, el uso del método del número de curva (SCS, 1972) para determinar el exceso de infiltración y el método del hidrograma unitario (Sherman, 1932) para transformar la escorrentía superficial (con más generalidad, la escorrentía directa) en el hidrograma de la avenida.

3.6.1. Construcción del modelo

3.6.1.1. División en subcuencas

La modelización hidrometeorológica de crecidas puede realizarse tanto mediante modelos agregados como mediante modelos distribuidos. Los modelos agregados consideran la cuenca en estudio como una unidad con un único valor en toda la cuenca para las distintas variables y parámetros empleados en la modelización (precipitación, parámetros de infiltración, etc.), ignorando por tanto la variabilidad espacial de esas variables y parámetros a lo largo de la cuenca. Por su parte los modelos distribuidos definen una malla mediante la cual realizan una subdivisión de la cuenca en elementos, generalmente de forma cuadrada, sobre los que se realizan los cálculos de los distintos procesos, asumiendo un valor diferente para los distintos parámetros y variables en cada una de las celdas. Esta malla puede ser tan fina como se quiera, reduciendo el tamaño de las celdas de cálculo y, por tanto, aumentando la precisión con la que se refleja en el modelo la variabilidad espacial de los distintos parámetros y variables de cálculo. Dado que las ecuaciones que describen los distintos procesos físicos son fuertemente no lineales, no se producen los mismos resultados si se obtiene un valor medio en la cuenca de las distintas variables y parámetros y se calcula con esos valores medios, que si se realizan los cálculos en cada punto de la cuenca con los valores locales y se agregan posteriormente los resultados en toda la cuenca. Esta circunstancia puede ser especialmente importante en el cálculo de los caudales de bajo periodo de retorno, al ser las lluvias de pequeña o moderada magnitud, principalmente si el valor del umbral de escorrentía en la cuenca es elevado. A modo de ejemplo, en la Figura 50 se muestra el cálculo de la ley de frecuencia correspondiente a la cuenca del Albaida mediante un modelo agregado y distribuido. Se observa cómo, debido a la falta de homogeneidad de la precipitación y del umbral de escorrentía en la cuenca (Figura 49),

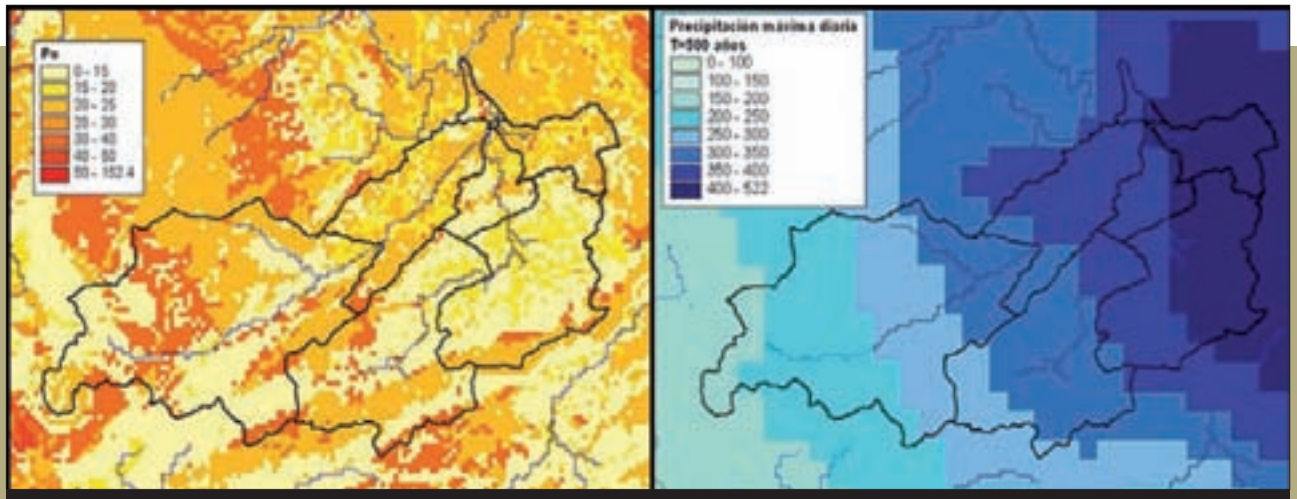


Figura 49. Distribución de la precipitación y del umbral de escorrentía en la cuenca del Albaida.

los resultados obtenidos para los periodos de retorno más bajos difieren considerablemente entre ambos modelos, subestimando el modelo agregado la generación de escorrentía directa.

Para evitar estos problemas es necesario limitar la aplicación de los modelos agregados a cuencas en las que la variabilidad espacial de los distintos parámetros de cálculo no sea importante, es decir, donde los valores locales no difieran en exceso de los valores medios en la cuenca. No se puede dar una recomendación general sobre el tamaño máximo de cuenca admisible para el empleo de modelos agregados puesto que dependerá de las circunstancias concretas de cada cuenca. No obstante, para la aplicación de la técnica del hidrograma unitario (el procedimiento matemático más empleado como función distribución en los modelos), y fundamentalmente con el propósito de garantizar un reparto uniforme de la lluvia en la cuenca, se recomienda un tamaño máximo de cuenca de entre 500 y 2.000 km^2, dependiendo del autor, aunque en general serán recomendables tamaños de cuenca inferiores.

También pueden aparecer problemas al transformar la escorrentía directa en el hidrograma de avenida mediante un método agregado como el del hidrograma unitario. El uso, muy extendido, de hidrogramas unitarios sintéticos puede conducir a obtener relaciones entre caudal punta y volumen del hidrograma que no correspondan al comportamiento real de la cuenca. Como ejemplo se expone en la Figura 51 una comparación entre dos hidrogramas unitarios calculados para la cuenca del río Magro (afluente del Júcar), uno mediante aplicación del hidrograma unitario adimensional del Soil Conservation Service (SCS) y, otro mediante la aplicación del hidrograma unitario distribuido de Clark. Se observa como la forma de los hidrogramas obtenidos es muy diferente, proporcionando el hidrograma distribuido de Clark hidrogramas con caudales punta muy superiores para un mismo volumen de escorrentía.

Como solución intermedia entre los modelos agregados y distribuidos, es muy habitual el empleo de modelos semidistribuidos (Figura 52), consistentes en la subdivisión de la cuenca de estudio en cuencas más pequeñas, que son calculadas mediante modelos agregados, y cuyos resultados son combinados posteriormente para obtener el caudal correspondiente a la cuenca completa. Cada una de las subcuencas deberá tener características suficientemente homogéneas de la precipitación y de los parámetros de infiltración, y será necesaria la definición de un esquema de cálculo formado por nodos de conexión y tramos de cauce que permitan la combinación de los resultados de las distintas subcuencas. Este esquema de cálculo requiere la utilización adicional de técnicas de propagación en cauce de los hidrogramas para desplazarlos de un nodo de conexión a otro. El número de tramos de propagación necesarios será mayor cuanto mayor sea el número de subcuencas en que se haya dividido la cuenca.

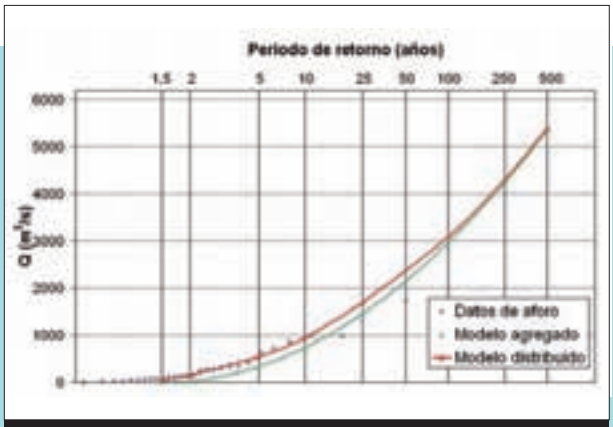


Figura 50. Leyes de frecuencia en la cuenca del Albaida obtenidas mediante modelos distribuidos y agregados.

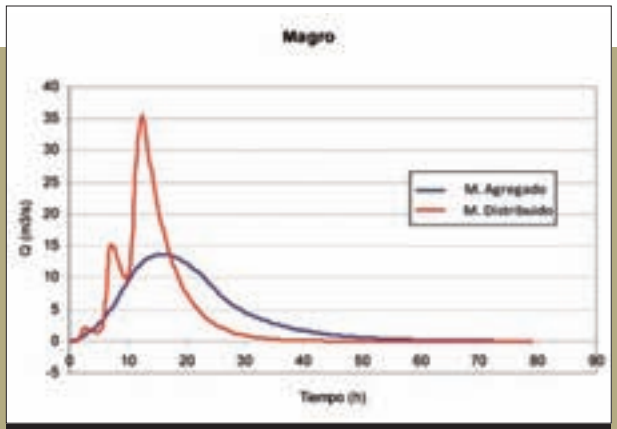


Figura 51. Comparación de hidrogramas unitarios para la cuenca del río Magro obtenidos mediante la aplicación del hidrograma unitario adimensional del SCS y del hidrograma unitario distribuido de Clark.

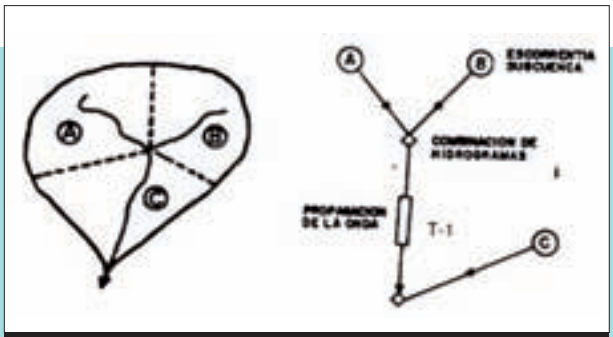


Figura 52. Desagregación de una cuenca en tres subcuencas y esquema de cálculo asociado (fuente: Ferrer, 1993).

El cálculo preciso de la propagación de las ondas de avenida en los cauces requiere disponer de información detallada sobre la geometría de los mismos, información de la que habitualmente no se dispone cuando se está estudiando una cuenca extensa, recurriéndose en la mayoría de los casos al empleo de modelos simplificados con una estimación poco precisa de sus parámetros. Debido a esta circunstancia, se recomienda limitar el número de subcuencas del modelo, ya que un número elevado de tramos de propagación conlleva que el resultado final esté muy influido por el desfase entre hidrogramas obtenido como resultado de la aplicación de dichos modelos de propagación lo que, si el cálculo es poco fiable, podría provocar errores importantes en los resultados. De esta forma, la mayor precisión conseguida en el cálculo de la escorrentía al desagregar en un mayor número de subcuencas con parámetros más homogéneos, podría perderse al tener también un mayor número de tramos de propagación cuyos parámetros son poco precisos.

En aquellos casos en los que se disponga de suficiente información como para modelizar con precisión los distintos tramos de propagación, la presencia de un número elevado de tramos de propagación en el modelo no representará un problema, pero cuando la información sea escasa y, por tanto, el cálculo de la propagación poco fiable, sí podría serlo. En estos casos, la subdivisión de la cuenca deberá ser el resultado de un equilibrio entre la desagregación en un número elevado de subcuencas, que permita tener en cuenta de forma detallada la variabilidad espacial de los parámetros, y una desagregación más grosera que limite el número de tramos de propagación a considerar en el modelo.

Los modelos distribuidos, frente a la ventaja de reflejar mejor la variabilidad espacial de las distintas variables dentro de la cuenca, presentan el inconveniente de requerir disponer de una información mucho más detallada, así como de herramientas adecuadas para manejarla, y de exigir mayores tiempos de computación. Estos requerimientos que eran muy limitantes hace años no lo son hoy en día, siendo habitual actualmente el manejo de grandes volúmenes de información espacial mediante sistemas de información geográfica, así como el disponer de equipos informáticos con gran capacidad de cálculo. Los motivos que llevaron a emplear los modelos agregados o semidistribuidos en el pasado no son críticos hoy en día, por lo que actualmente no está justificado recurrir de forma sistemática a ese tipo de modelos en detrimento de los distribuidos.

No obstante, algunos modelos distribuidos (por ejemplo, en el caso de aplicar el hidrograma unitario distribuido) requieren la definición de subcuencas con objeto de determinar aquellos puntos en los que se quiere obtener resultados. En estos casos, la división en subcuencas vendrá determinada por la localización de los puntos donde se necesite disponer de resultados para su uso posterior, así como por la presencia de estaciones de aforo que se vayan a utilizar en la calibración del modelo, o por la presencia de embalses cuya laminación se quiera tener en cuenta para determinar los caudales en régimen alterado. En cualquier caso, estos modelos requieren una subdivisión mucho menor que los modelos agregados, lo que permite limitar el número de tramos de propagación.

En esta guía se recomienda, en general, el uso de modelos distribuidos. Se considera suficiente para el propósito que se persigue el empleo de modelos basados en la aplicación distribuida de los métodos del número de curva y del hidrograma unitario, o similares.

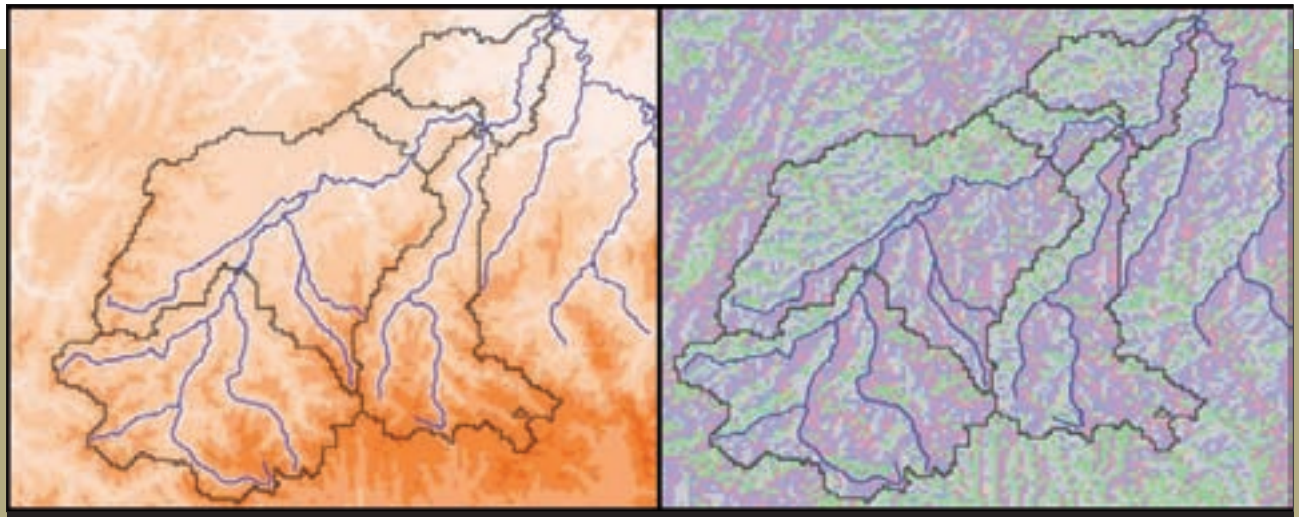


Figura 53. MDT y mapa de direcciones de drenaje de la cuenca del río Narcea.

Este tipo de herramientas están, además, disponibles en el modelo HEC-HMS del US Army Corps of Engineers (USACE, 2000), *software* de libre distribución de uso muy extendido. Los ejemplos y referencias que se incluirán en los próximos apartados estarán basados en este modelo. Por supuesto, el uso de modelos más sofisticados es válido, aunque requerirá mayores tiempos de computación y, sobre todo, el conocimiento de un mayor número de parámetros, que dificultará la construcción y calibración del modelo.

Desde un punto de vista operativo el trazado de las divisorias de las distintas subcuencas consideradas se puede obtener a partir de un modelo digital del terreno (MDT) y del mapa de direcciones de drenaje derivado de éste, mediante las herramientas disponibles en los Sistemas de Información Geográfica (SIG). En la Figura 53 se puede observar el MDT y el mapa de direcciones de drenaje utilizado para confeccionar el modelo hidrológico de la cuenca del Narcea.

RECOMENDACIONES

Se recomienda, en general, el empleo de modelos hidrometeorológicos distribuidos. Se considera que los modelos basados en la aplicación distribuida de los métodos del número de curva y del hidrograma unitario, o similares, tienen precisión suficiente para el propósito que se persigue.

En el caso de los modelos distribuidos, no es necesaria una división excesiva en subcuencas. Ésta vendrá determinada por la localización de los puntos donde se necesite disponer de resultados para su uso posterior, así como por la presencia de estaciones de aforo que se vayan a utilizar en la calibración del modelo, o por la presencia de embalses cuya laminación se quiera tener en cuenta para determinar los caudales en régimen alterado.

En el caso de recurrir a modelos semidistribuidos, la división en subcuencas deberá tener en cuenta no sólo los puntos donde es necesario obtener resultados, sino que se deberá tratar de obtener subcuencas con características suficientemente homogéneas de la precipitación y de los parámetros de infiltración.

En el caso de no disponer de información detallada sobre la geometría de los cauces, se evitará manejar un número elevado de subcuencas que conlleve la presencia de un número elevado de tramos de propagación en el modelo.

3.6.1.2. Tormentas de cálculo

La modelización matemática de las tormentas de cálculo consiste en la definición de un evento sintético de precipitación, a través de su magnitud, duración, y distribución espacial y temporal, correspondiente a un determinado periodo de retorno. En la modelización de estas tormentas, dada la complejidad de la estructura espacio-temporal real de la precipitación, se asumen una serie de hipótesis simplificadoras, siendo quizá la más restrictiva la suposición de la simultaneidad de precipitaciones de la misma probabilidad en todos los puntos de la cuenca. En los modelos agregados, además, se supone que la precipitación es uniforme, es decir, que es idéntica en todos los puntos de la cuenca. Estas simplificaciones implican, como se ha dicho, un límite en el tamaño máximo de cuenca a calcular.

En principio, se recomienda aplicar este tipo de modelos a cuencas con un tamaño máximo inferior a 5.000 km^2 aunque, dependiendo de la variabilidad espacial y temporal de la precipitación propia de la zona, dicho límite podría ser notablemente inferior. Por otra parte, se asume que el caudal obtenido a partir de la tormenta asociada a un determinado periodo de retorno, tiene el mismo periodo de retorno que la lluvia. La estimación de la magnitud de la lluvia que puede caer sobre la cuenca se suele realizar mediante el análisis estadístico de las series de precipitación registradas en las estaciones pluviométricas situadas en la cuenca o su entorno. La información registrada en los pluviómetros suele consistir en datos de precipitaciones diarias, a partir de los cuales se confeccionarán series de precipitaciones diarias máximas anuales. El ajuste de una función de distribución a estas series

permitirá conocer los cuantiles de precipitación diaria en cada una de las estaciones. En España se recomienda el uso de la función de distribución SQRT-ETmáx (Etoh *et al.*, 1986), desarrollada específicamente para la modelización estadística de las máximas lluvias diarias que, aunque presenta cierta rigidez para reproducir series con elevados valores del coeficiente de sesgo, suele proporcionar resultados bastante adecuados.

$$F(x) = e^{-k\left(1+\sqrt{\alpha x}\right)e^{-\sqrt{\alpha x}}}$$

En cuanto a la obtención de los parámetros α y k de la función, se suele emplear el ajuste mediante el método de máxima verosimilitud (ver Figura 54). De manera alternativa puede realizarse el ajuste mediante la técnica de momentos ponderados probabilísticamente empleando las expresiones expuestas en el anejo I.

El análisis estadístico de las series temporales registradas en los pluviómetros proporciona el valor de los cuantiles de precipitación diaria en los puntos en los que existen estaciones, pero no proporciona información sobre el resto de puntos de la cuenca. Dado que para la construcción del modelo se requiere disponer de información en toda la cuenca, será necesario estimar las precipitaciones en el resto de puntos mediante interpolación espacial, para lo cual pueden utilizarse distintas técnicas, como los polígonos de Thiessen, isoyetas, inverso de la distancia al cuadrado, *kriging*, etc., que van a ser discutidas en el próximo apartado. Si la modelización es agregada, a partir de esta interpolación se deberá obtener un valor medio areal para cada cuantil, lo que permitirá conocer

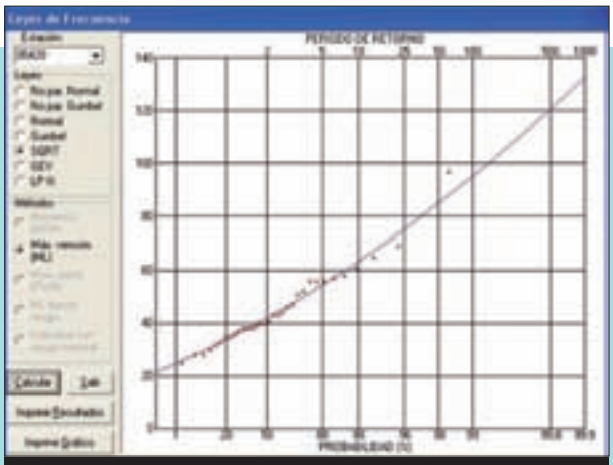


Figura 54. Ajuste de una función SQRT-ETmáx por máxima verosimilitud a una serie de precipitaciones máximas anuales mediante el programa CHAC [5] .

la ley de frecuencia de precipitaciones diarias areales (ver Figura 55). En el caso de utilizar un modelo distribuido, se necesitará disponer de los cuantiles de precipitación diaria distribuidos espacialmente en la cuenca por lo que, una vez realizada la interpolación no será necesario obtener la ley de frecuencia areal.

3.6.1.2.1. Interpolación de la precipitación y cálculo de la lluvia areal

Existen multitud de técnicas para la estimación de la lluvia areal sobre una cuenca partiendo de datos puntuales de precipitación. Algunos de los métodos dan directamente como resultado un valor medio areal de lluvia para toda la cuenca, mientras que otros proporcionan una distribución espacial de la precipitación a

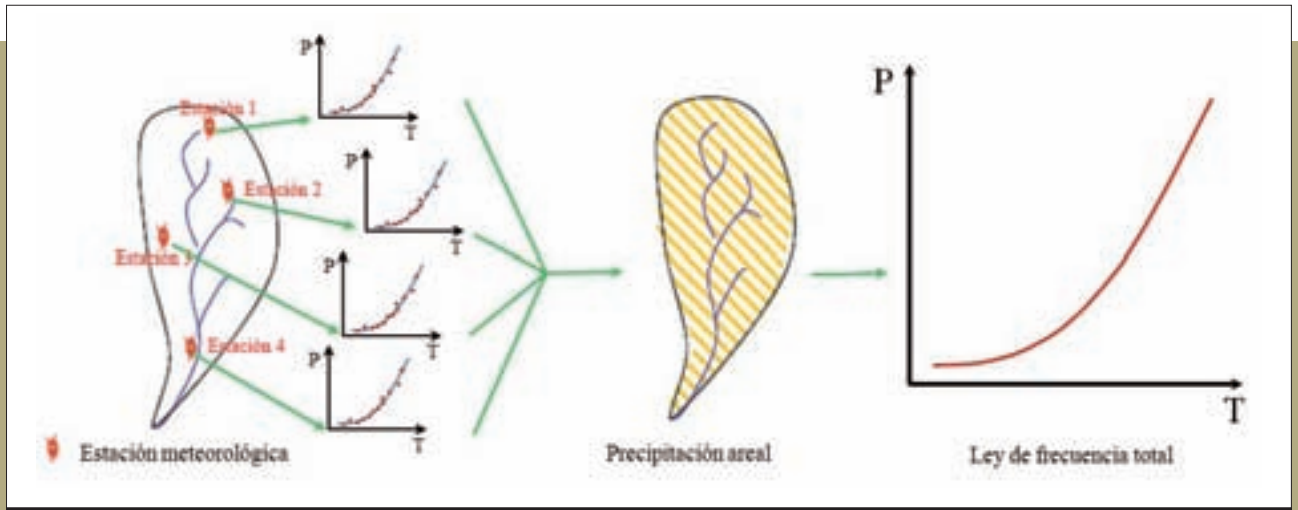


Figura 55. Proceso de obtención de la ley de frecuencia de precipitaciones areales en la cuenca.

[5] CHAC (Cálculo Hidrometeorológico de Aportaciones y Crecidas) es un *software* de libre distribución desarrollado por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX. Puede descargarse de http://hercules.cedex.es/Chac/.

partir de la cual puede estimarse la media areal. Por tanto, cabe dividir estos métodos en dos tipos:

- Métodos directos: aquellos que calculan directamente la precipitación areal como una media ponderada de los valores puntuales.
- Métodos de ajuste de una superficie de precipitación: aquellos que permiten calcular, mediante interpolación de los valores de las estaciones, la lluvia en todos los puntos de la cuenca para después, si es necesario, obtener el valor agregado utilizando un esquema de integración.

3.6.1.2.1.1. Métodos directos de cálculo de la lluvia areal

Como se comentó anteriormente, en el caso de usar modelos hidrológicos agregados, es necesario pasar de datos puntuales de precipitación a un valor medio de precipitación aplicable a toda la superficie de la cuenca. Los métodos de este tipo utilizan la siguiente expresión general:

$$\hat{P} = \sum_{g=1}^{G} w_g . p_g$$

Donde G es el número total de pluviómetros disponibles y w_g los factores de ponderación o pesos aplicados a los valores de precipitación en los pluviómetros, p_g, que cumplen:

$$\sum_{g=1}^{G} w_g = 1 \qquad 0 \leq w_g \leq 1$$

La diferencia fundamental entre unos métodos y otros es la forma en que los pesos son obtenidos. Entre los métodos disponibles pueden destacarse los siguientes:

Método de la media aritmética

En este método los pesos asignados a cada punto de medida son idénticos y de valor $1/G$, por tanto el valor medio areal será la media aritmética de los valores puntuales. Los resultados de este método sólo serán representativos si se cuenta con una red lo suficientemente uniforme de pluviómetros y si la distribución espacial de la precipitación en la cuenca no tiene mucha variabilidad, por ejemplo, cuencas muy llanas y sin grandes diferencias de precipitación dentro de ella.

Método de la media aritmética ponderada según la altitud del terreno

Este método permite tener en cuenta explícitamente información relativa a la topografía del terreno. Para ello, se divide la cuenca en zonas según su altitud, lo que requiere la selección de unos umbrales, y estas zonas, a su vez, pueden subdividirse en función de su orientación. A continuación, en cada subzona resultante se determina el área y la precipitación areal como la media aritmética de los pluviómetros que contiene. La precipitación media de toda la cuenca se obtiene mediante ponderación de los valores areales de cada subzona en función de las áreas de cada una de ellas.

Polígonos de Thiessen

El método de Thiessen para el cálculo de la precipitación areal consiste en la división de la cuenca en una serie de polígonos correspondientes al área de influencia de los puntos de medida. A cada polígono se le asigna una precipitación igual a la correspondiente a su pluviómetro. Para la obtención de las áreas de influencia o polígonos de Thiessen se unen los puntos de medida gráficamente obteniendo una red de triángulos. A continuación se trazan las mediatrices de los lados de dichos triángulos y se prolongan hasta que se corten, obteniendo así un polígono alrededor de cada pluviómetro (Figura 56). El polígono correspondiente a cada pluviómetro incluye todos aquellos puntos que están más próximos a ese pluviómetro que al resto. En este caso, los factores de ponderación de cada estación serán las áreas correspondientes a cada polígono, a_g, divididas por el área total de la cuenca.

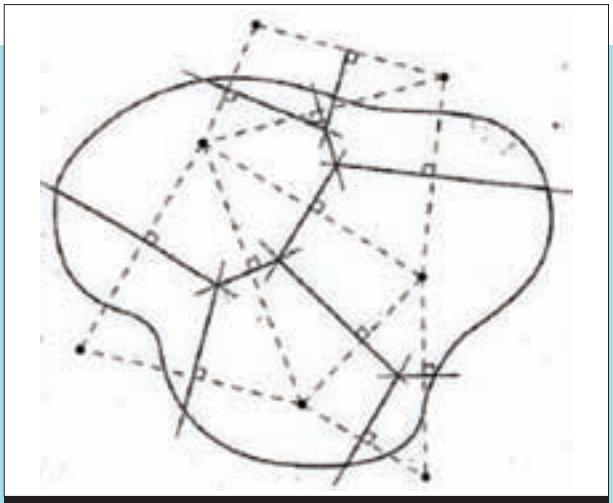


Figura 56. Construcción de los polígonos de Thiessen (fuente: Lawrence, 2002).

El método de Thiessen no tiene en cuenta factores como la topografía, se basa tan sólo en la distancia a las estaciones de medida como factor determinante de la precipitación. Este inconveniente puede soslayarse mediante la técnica de los polígonos de Thiessen modificados, pero requiere la obtención previa de una superficie de precipitaciones interpoladas, generalmente mediante el método de las isoyetas. Esta técnica se expondrá en el próximo apartado. Por otra parte, la ventaja de basarse en la distancia es que se eliminan posibles redundancias cuando exista cierta aglomeración entre los pluviómetros.

Método de los dos ejes

Este método al igual que el de Thiessen tampoco tiene en cuenta la topografía de la cuenca, sin embargo, añade junto al factor de la distancia la forma de la cuenca como criterio para obtener los pesos de cada estación. De esta forma, el factor de ponderación depende de la posición relativa de los pluviómetros respecto a los ejes de la cuenca, asignando un mayor peso a los pluviómetros que están más cerca del centro de la misma.
Para la obtención del centro y los ejes de la cuenca se procede trazando, en primer lugar, la línea recta que discurre desde el punto de desagüe hasta el punto más alejado del contorno. Esta línea indica la dirección del eje mayor de la cuenca. A continuación, se traza la mediatriz de la línea anterior, obteniendo el eje menor, y al trazar la mediatriz del eje menor, se obtiene el eje mayor. La posición relativa de los pluviómetros respecto de los ejes se establece mediante el ángulo que forman las dos líneas que unen la estación con los extremos más alejados de los ejes, siendo los ángulos siempre menores o iguales a 90°, como se ve en la Figura 57.
El factor de ponderación de cada pluviómetro se obtiene como cociente del ángulo que forma esa estación con los ejes y la suma de los ángulos del conjunto de estaciones consideradas.

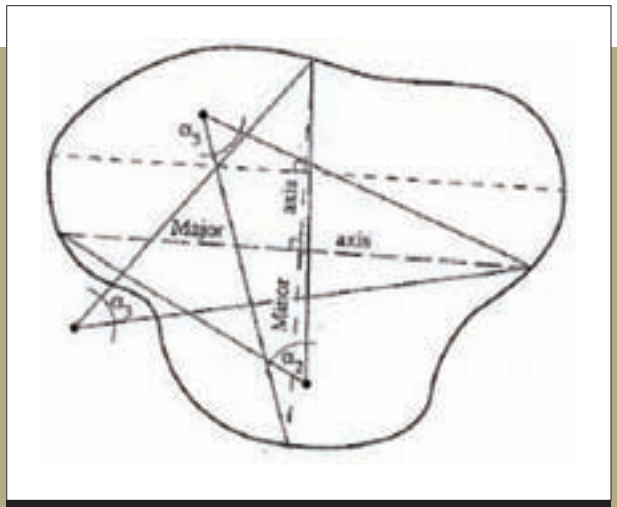


Figura 57. Construcción de los ejes y los ángulos del método de los dos ejes (fuente: Lawrence, 2002).

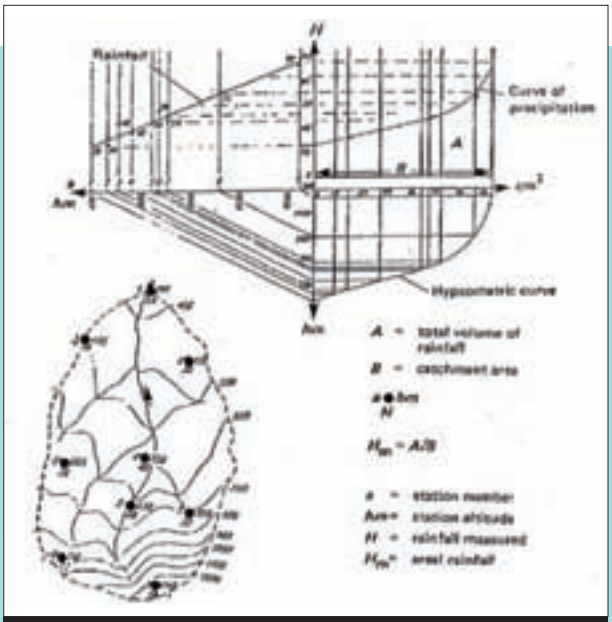


Figura 58. Proceso de cálculo del método hipsométrico.

Método hipsométrico convencional

Se aconseja el uso de este método para introducir el efecto del relieve en aquellos casos en que la precipitación en cada punto de la cuenca depende principalmente de su altitud, por lo que es imprescindible contar con un modelo digital del terreno (MDT). El proceso de cálculo es gráfico y se muestra en la Figura 58.
En primer lugar, se traza la línea (no necesariamente recta) que relaciona cota y lluvia a partir de la representación de las parejas de valores altitud-precipitación de cada pluviómetro (cuadrante superior izquierdo de la figura). Posteriormente, se construye la curva hipsométrica que indica el porcentaje de cuenca con cota inferior a una dada (cuadrante inferior derecho de la figura). Esta curva es fácilmente deducible mediante el tratamiento del MDT con un *software* adecuado, tal como un sistema de información geográfica (SIG). Por último, relacionando ambas curvas puede construirse gráficamente la curva de precipitación como la línea que proporciona el porcentaje de cuenca con precipitación inferior a una dada (cuadrante superior derecho). El área bajo la curva de precipitación es una estimación de la lluvia total caída sobre la cuenca, por lo que dividiendo dicho valor por la superficie de la misma se obtendrá la precipitación areal.

En esta misma línea, se han desarrollado recientemente algoritmos que utilizan modelos digitales del terreno para estimar la precipitación en regiones montañosas, tal como el PRISM (Precipitation-elevation Regressions on Independent Slopes Model, Taylor *et al.* 1993) que crea inicialmente un modelo suavizado de la topografía (elevación orográfica), y luego estima la precipitación para cada celda como una función de esa elevación orográfica, de su localización y su orientación. Además, este método de suavizado determinístico también tiene la posibilidad de calcular la incertidumbre de la estimación.

3.6.1.2.1.2. Métodos de ajuste de una superficie de precipitación

Como se dijo anteriormente, en el caso de utilizar un modelo distribuido se necesita disponer de los cuantiles de precipitación diaria distribuidos espacialmente en la cuenca por lo que, una vez realizada la interpolación, no es necesario obtener los valores areales. Estos datos de precipitación distribuidos se introducirán en el modelo en forma de capa *raster* o *grid* (retícula formada por píxeles o celdas con información asociada), lo que permitirá tener en cuenta su variación espacial. Como recomendación general para estos métodos, y si no existe ningún otro condicionante, el tamaño de la celda del *grid* se tomará menor o igual a 1/10 de la menor distancia entre pluviómetros, lo que dará lugar a un número de celdas j dentro de la cuenca considerada. No obstante, es conveniente que, al realizar una modelización distribuida, las distintas capas tengan una misma resolución espacial, por lo que se recomienda adoptar un tamaño de celda que, respetando la condición anterior, sea igual en todas las capas utilizadas.
Los valores de la precipitación en cada uno de los puntos del *grid*, $\hat{p}_j$, se estimarán a partir de los valores correspondientes a cada pluviómetro, p_g, afectados por los pesos, w_{jg}, mediante la siguiente expresión:

$$\hat{p}_j = \sum_{g=1}^{G} w_{jg} . p_g$$

Para asegurar que la estimación de la precipitación es insesgada la mayoría de los métodos de interpolación cumplen la condición siguiente:

$$\sum_{g=1}^{G} w_{jg} = 1$$

La diferencia fundamental entre los distintos métodos de ajuste de superficies de precipitación está en la forma en que se calculan los pesos, pudiendo clasificarse de las dos formas siguientes:

1ª Clasificación:

- Métodos de suavizado: en los que la superficie de precipitación resultante no pasa exactamente por los valores de las estaciones.
- Métodos de interpolación: en los que la superficie sí pasa por los valores de las estaciones.

2ª Clasificación:

- Métodos estocásticos o estadísticos: basados en la minimización de los errores de la interpolación, es decir, analizan el fenómeno en términos de incertidumbre o probabilidad de ocurrencia.
- Métodos determinísticos: para los cuales las variables introducidas son ciertas y se basan en criterios matemáticos para obtener las superficies de lluvia.

Método de las isoyetas

Este método consiste en el dibujo a mano alzada de las curvas de precipitación constante o isoyetas guiado por los valores conocidos en los pluviómetros y por el criterio del analista (Figura 59). La ventaja fundamental de este método consiste en la posibilidad de incorporar el conocimiento que se tenga sobre los patrones y comportamiento de la lluvia en la zona en estudio.

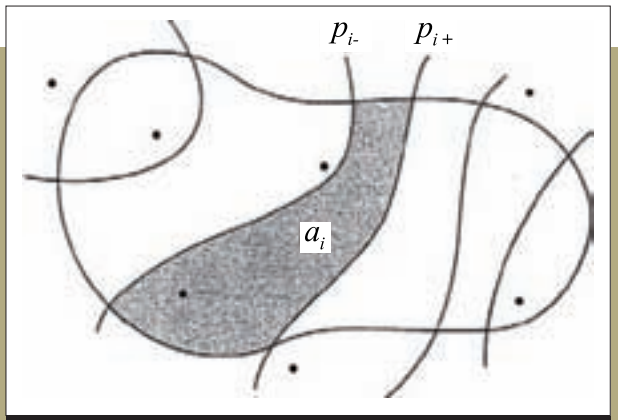


Figura 59. Construcción de la superficie de precipitación mediante el método de la isoyetas (fuente: Lawrence, 2002).

En caso de que se requiera conocer el valor areal de la precipitación en la cuenca, $\hat{p}$, a partir de la superficie de precipitación obtenida, se aplicará la siguiente expresión:

$$\hat{p} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^{I} a_i . \hat{p}_i \quad \text{con} \quad \hat{p}_i = 0,5 \cdot (p_{i-} + p_{i+})$$

Donde I es el número de regiones delimitadas dentro de la cuenca entre dos isoyetas de valor consecutivo (p_{i-} y p_{i+}), a_i la superficie de la región i y A el área total de la cuenca.

Método de Thiessen modificado

Este método trata de evitar los inconvenientes que presenta el método de Thiessen al basarse únicamente en la distancia entre las estaciones para determinar la precipitación, ignorando otros factores relevantes como la topografía de la cuenca. El método combina la información obtenida mediante el trazado de isoyetas con el método de cálculo de Thiessen, aplicando un factor corrector, K_g, a la precipitación del pluviómetro a la hora de asignarla como precipitación del polígono. El factor corrector viene dado por la relación entre la precipitación media en el polígono obtenida a partir de las isoyetas y la precipitación del pluviómetro correspondiente a dicho polígono. De esta forma, se tiene:

$$K_g = \frac{P_{ag}}{P_g} \qquad P_g^a = K_g \cdot P_g \qquad \hat{P} = \frac{1}{A}\sum_{g=1}^{G} a_g . P_g^a$$

siendo P_{ag} las precipitaciones areales que les corresponden al polígono g según el método de las isoyetas; P_g la precipitación del pluviómetro correspondiente al polígono g; P_g^a la precipitación del polígono corregida; a_g las áreas de los polígonos de Thiessen y A el área total de la cuenca.

La aplicación de este método requiere asumir la hipótesis de que el patrón de distribución de la lluvia es relativamente constante, lo que permite determinar los factores correctores mediante el análisis de un único episodio de precipitación, un único cuantil o un único intervalo temporal (por ejemplo, la precipitación anual) y aplicarlos al cálculo de la precipitación areal de otros episodios, otros cuantiles u otros intervalos temporales (por ejemplo, las precipitaciones mensuales). Su aplicación requiere, por tanto, que efectivamente se verifique la existencia de cierta estabilidad en la distribución espacial de las lluvias.

Con este método se consiguen obtener resultados próximos a los proporcionados por el método de las isoyetas (teniendo en cuenta otros factores además de la distancia entre las estaciones), mediante la aplicación de un método de cálculo sencillo como el propuesto por Thiessen, y sin necesidad de realizar el trazado de isoyetas de manera intensiva.

Método de interpolación en función inversa de la distancia

Al estudiar la variable precipitación se observa que al aumentar la distancia entre dos puntos la precipitación tiende a diferenciarse, asumiéndose que el grado de correlación entre la precipitación de dos puntos de una cuenca es función inversa de la distancia, disminuyendo a medida que aumenta la distancia entre ellos.

La ponderación lineal permite la utilización de funciones que dependen inversamente de las distancias entre dos puntos. Entre los esquemas que más éxito han tenido destacan los correspondientes a formulaciones del tipo:

$$P(x,y) = \frac{\sum_{i}^{N} \frac{P_i}{d_i^b(x,y)}}{\sum_{i}^{N} \frac{1}{d_i^b(x,y)}}$$

Donde $d_i(x,y)$ es la distancia en planta entre el pluviómetro i y el punto de la cuenca con coordenadas x e y, y N y b son los parámetros que definen la forma de la función interpolada:

- N es el número de pluviómetros más cercanos utilizados para obtener la precipitación en una celda, obteniéndose una superficie de lluvia más suavizada cuanto mayor sea el número de puntos. Este método tiene, por tanto, la ventaja de aprovechar la información proporcionada por varios pluviómetros. Sin embargo, aparecen problemas cuando se trabaja con aglomeraciones de puntos en redes irregularmente espaciadas. En estos casos es recomendable realizar una selección previa de las estaciones de cálculo. Hay que destacar que cuando N=1 el método coincide con el de Thiessen.
- b es el exponente positivo que pondera las distancias. Cuanto mayor sea este exponente mayor será la velocidad a la que se pierde la información a medida que aumenta la distancia entre la celda que se está calculando y el pluviómetro. Se recomienda tomar un valor de b igual a 2 para obtener la mejor correspondencia entre este método y el de la isoyetas.

Con este método se obtiene una superficie de precipitación cuasi continua, puesto que los datos seleccionados para obtener la precipitación de un punto pueden ser distintos de los seleccionados para obtener la del punto contiguo. La precipitación media sobre la cuenca, en caso de requerirse su cálculo, se obtiene mediante la siguiente expresión, donde Δx y Δy representan la resolución de la malla de cálculo en la dirección del eje X e Y, respectivamente, y siendo A, al igual que antes, el área de la cuenca:

$$\overline{P} = \frac{\sum P(x,y) \cdot \Delta x \cdot \Delta y}{A}$$

La desventaja principal de este método consiste en que sólo utiliza información geométrica, por lo que no se

pueden considerar patrones conocidos de la lluvia en la región de estudio ni otros factores como la topografía. Además, no elimina ni discrimina las aglomeraciones de estaciones que hacen redundante la información.

Método de interpolación óptima o *kriging*

El krigeado es un método de interpolación lineal e insesgado, lineal porque las estimaciones se realizan a través de combinaciones lineales de los datos, e insesgado porque impone como condición que el error residual medio sea nulo asumiendo que no existen tendencias espaciales en la precipitación.
La denominación de métodos de interpolación óptima o *kriging*, engloba a todos aquellos métodos en los que los factores de ponderación se obtienen minimizando la varianza del error de interpolación, $S^2(e_j)$, donde:

$$S^2(e_j) = S^2(\hat{p}_j - p_j) \quad \text{siendo} \quad \hat{p}_j = \sum_{g=1}^{G} w_{jg} . p_g$$

el valor estimado en el pluviómetro j, p_j los valores de precipitación medidos en los pluviómetros y w_{jg} los factores por los que se pondera cada pluviómetro. La función varianza del error se minimiza asumiendo que no existen tendencias espaciales en la precipitación por lo que, como se ha dicho anteriormente, se trata de un estimador insesgado, de lo que se deduce que la suma de pesos es igual a la unidad. Además se observa que las diferencias entre los valores de precipitación medidos en puntos cercanos son menores que entre puntos que se encuentran a mayor distancia. Esta circunstancia, junto con la condición de partida de minimizar la función $S^2(e_j)$, conduce a un sistema de ecuaciones cuya solución permite determinar los valores de los pesos.
Los factores de ponderación aplicados por el *kriging*, a diferencia del método expuesto en el apartado anterior, dependen no sólo de la distancia de los pluviómetros al punto de estimación, sino también de la forma en cómo se organiza espacialmente la información disponible, es decir, de la correlación espacial entre los datos. La herramienta a través de la cual se analiza la estructura espacial de la información es el semivariograma.
De esta forma, el krigeado implica un proceso que tiene varios pasos, entre los que cabe destacar los siguientes: análisis geoestadístico de los datos a través del semivariograma para detectar interdependencias entre las series de datos, modelizado de los variogramas y creación de la superficie de precipitaciones interpoladas.
El modelizado de la estructura de correlación espacial de los datos comienza con un gráfico del semivariograma empírico, calculado mediante la siguiente ecuación para todas las parejas de puntos de medida separadas entre sí una distancia h:

$$\gamma(h) = \frac{1}{2 \cdot m} \sum_{i=1}^{m} (P_i - P_{i+h})^2$$

Siendo P_i el dato medido en el pluviómetro i, y m el número de puntos de medida separados entre sí la distancia h.
El siguiente paso es ajustar un modelo a los puntos que forman el semivariograma empírico. El modelizado del semivariograma es un paso clave entre la descripción espacial de la información y la predicción de los valores en los puntos no medidos. El semivariograma empírico describe la autocorrelación espacial de los datos; sin embargo, no proporciona información para todas las direcciones y distancias posibles. Por este motivo, es necesario ajustar un modelo (es decir, una función o curva continua) al semivariograma empírico, siendo este proceso similar al análisis de regresión, en el que se ajusta una línea o curva continua a los datos.
Generalmente, los modelos de semivariograma se pueden describir mediante las tres componentes siguientes: el rango, la meseta y la pepita (Figura 60). Si se analiza un modelo de semivariograma se puede observar que a una determinada distancia la curva empieza a ser prácticamente horizontal. La distancia a la que el modelo comienza a aplanarse se denomina rango. La información de puntos separados entre sí una distancia inferior al rango está autocorrelacionada espacialmente, mientras que la de puntos que se encuentran más alejados no lo está.

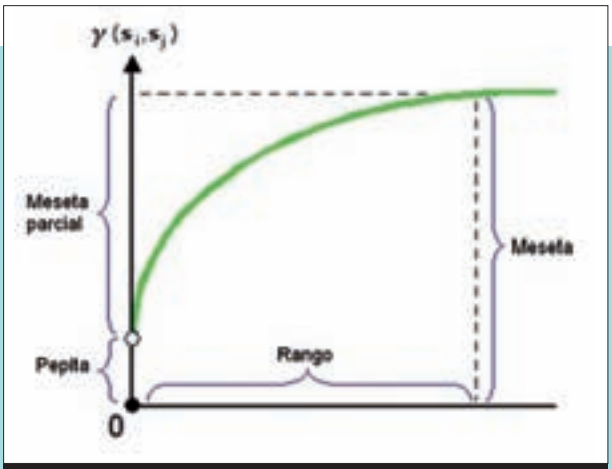


Figura 60. Componentes del semivariograma: rango, meseta y pepita (fuente: Manual de ayuda de ArcGIS).

El valor de semivarianza para el cual se alcanza el rango se denomina meseta. En teoría, a una distancia de separación cero le debería corresponder un valor de semivarianza también cero. Sin embargo, es frecuente que los semivariogramas presenten para dicha distancia un valor mayor que cero, lo que se denomina efecto pepita. El valor de la pepita es igual a la

semivarianza correspondiente a una separación nula entre los puntos. El efecto pepita puede atribuirse a errores de medición o a la variación espacial de la información a distancias menores que el intervalo de muestreo (o a ambas cosas). Por último, se denomina meseta parcial al valor de la meseta menos el de la pepita.
Para ajustar un modelo al semivariograma empírico es necesario seleccionar previamente una función que sirva como base para dicho ajuste. Existen varios tipos de modelos de uso habitual en el ajuste de los semivariogramas, entre los que se pueden destacar el circular, el esférico, el exponencial, el gaussiano y el lineal.
El modelo seleccionado influye en la predicción de los valores desconocidos. Por ejemplo, cuanto más pronunciada sea la curva cercana al origen, más influirán los puntos de medida más cercanos en la predicción. A continuación se muestran dos ejemplos de modelos de uso habitual, identificando las diferencias entre ellos:

- Modelo esférico: Este modelo describe una disminución progresiva de la autocorrelación espacial (y un consiguiente aumento en la semivarianza) hasta cierta distancia, después de la cual la autocorrelación es cero. El modelo esférico es uno de los que más se utilizan.
- Modelo exponencial: Este modelo se aplica cuando la autocorrelación espacial disminuye exponencialmente al aumentar la distancia. En este caso, la autocorrelación desaparece por completo sólo a una distancia infinita. El modelo exponencial también es un modelo comúnmente utilizado.

La elección de qué modelo es el más adecuado para cada caso debe estar basada en el análisis de la autocorrelación espacial de los datos y en el conocimiento previo que se tenga del fenómeno en estudio.
Una vez generado el modelo de semivariograma, se puede llevar a cabo la estimación de los valores de precipitación en los puntos de interés mediante ponderación de los valores medidos en los pluviómetros. El peso correspondiente a cada pluviómetro depende del punto de estimación y debe determinarse imponiendo las condiciones expuestas al principio de este apartado. Para crear una superficie continua de precipitaciones, se deben realizar predicciones en cada centro de celda del mapa *raster*. En cualquier caso, es necesario tener en cuenta que los cálculos matemáticos en este método son numéricamente complejos, por lo que es necesario recurrir al uso de ordenadores y *software* adecuado para su aplicación.

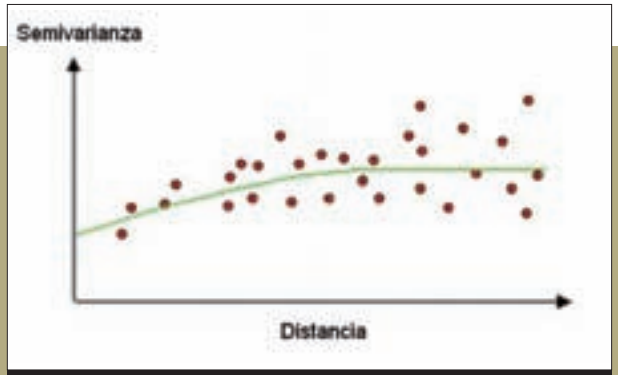


Figura 61. Modelo esférico de semivariograma (fuente: Manual de ayuda de ArcGIS).

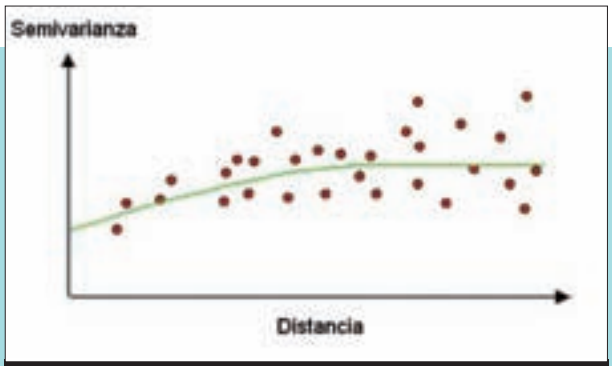


Figura 62. Modelo exponencial de semivariograma (fuente: Manual de ayuda de ArcGIS).

Cokriging

El cokrigeado es un método de interpolación basado en los mismos fundamentos que el método anterior y que permite incorporar en el proceso de estimación información sobre una variable secundaria, relacionada con la primera, y que es más fácil de medir o conocer que ésta. Si la variable principal es difícil o cara de medir, lo que limitará la cantidad de información disponible, puede recurrirse a una variable relacionada que sí pueda conocerse fácilmente de manera intensiva. En el caso de la precipitación, esta variable secundaria podría ser, por ejemplo, la altitud. De esta forma, el cokrigeado permite mejorar en gran medida las estimaciones, ya que en el proceso de estimación intervienen los valores de la variable principal, la variable secundaria y todos los patrones de correlación espacial entre variables.

Interpolación polinómica y *splines*

Otra manera de obtener una superficie de precipitación continua consiste en imponer un polinomio de grado k como patrón de la precipitación en función de las coordenadas x

e y respecto a un origen de coordenadas. La precipitación de un punto con coordenadas (x,y) se expresará entonces como combinación lineal de $K+1$ polinomios de orden $i = 0, 1, 2, ..., K$.

$$P(x,y) = \sum_{i=0}^{K} \Phi_i \cdot f_i(x,y)$$

Siendo $f_i(x,y)$ un polinomio de grado i y Φ_i un factor. El grado de los polinomios ha de ser bajo para evitar fluctuaciones en el ajuste. Por ejemplo, se puede plantear la siguiente expresión bidimensional lineal:

$$P(x,y) = a_1 + a_2 \cdot x + a_3 \cdot y$$

Donde a_1, a_2 y a_3 son parámetros a determinar en función de los valores de precipitación en los pluviómetros.

Existen diferentes métodos o condiciones de ajuste para obtener la superficie interpolada de precipitación, entre los que cabe destacar la interpolación de Lagrange, la condición de mínimos cuadrados o la condición de suavizado mediante el uso de *splines*.

3.6.1.2.1.3. Comparación entre métodos y ejemplo de aplicación

La elección del método más adecuado en cada caso para el cálculo de la precipitación areal depende de varios factores como el objetivo del análisis, la información y el conocimiento que se tenga de la cuenca, la experiencia que se posea en el uso de las distintas técnicas de cálculo, así como del tiempo y los recursos de cálculo de que se disponga.

Un aspecto clave en la selección de la técnica a utilizar es la densidad y representatividad de la red de medida de la que se parte. Por ejemplo, puede ser necesario recurrir a métodos que permitan introducir en el análisis información sobre la topografía, vientos o patrones climáticos, la cual puede ayudar a mejorar las estimaciones en caso de falta de cobertura espacial de la red o en caso de que ésta no capte adecuadamente la variabilidad del fenómeno a estudiar. Otra circunstancia a considerar es la existencia de aglomeraciones de estaciones que proporcionan información redundante, lo que requerirá la utilización de técnicas que permitan mitigar sus efectos. En estos casos la técnica de los polígonos de Thiessen puede dar buenos resultados.

Si el estudio se va a llevar a cabo mediante la aplicación de un modelo hidrológico agregado, puede recurrirse a alguna de las técnicas de cálculo directo de la precipitación areal expuestas anteriormente, aunque, lógicamente, también puede procederse al ajuste de una superficie de precipitación, a partir de la cual estimar por agregación la precipitación areal.

Entre las técnicas de cálculo directo de la precipitación areal, el método de la media aritmética es el de mayor sencillez aunque sólo ofrece buenos resultados en caso de que la precipitación varíe poco dentro de la cuenca y se disponga de una red suficientemente uniforme de pluviómetros, por lo que en general su uso no es aconsejable.

El método de los polígonos de Thiessen es una de las técnicas de uso más habitual. Sus resultados son más precisos que los proporcionados por el método de la media aritmética, ya que pondera la precipitación de cada pluviómetro en función de su área de influencia, pero no permite introducir en el análisis información sobre la topografía o los patrones climáticos. Además, presenta el inconveniente de que un cambio en la configuración espacial de la red de medida (por ejemplo, la introducción de una nueva estación) conlleva un cambio en la definición de los polígonos y, en consecuencia, la necesidad de recalcularlos.

En general, dentro de los métodos de cálculo directo de la precipitación areal, tanto el método de la media aritmética, como el de los polígonos de Thiessen o el de los dos ejes, no ofrecen buenos resultados en regiones donde la topografía influye fuertemente en la precipitación (a no ser que se cuente con una red de pluviómetros bien distribuida que permita medir adecuadamente la variabilidad espacial del fenómeno), ya que no permiten considerar en los cálculos el efecto de la topografía sobre la precipitación. Una buena alternativa en esos casos es el método hipsométrico, que permite tener en cuenta la estructura espacial de la precipitación por medio de relaciones empíricas entre precipitación y topografía. Estudios recientes destacan la aproximación mediante métodos hipsométricos basados en modelos digitales del terreno, como el ya mencionado PRISM, que proporcionan buenos resultados de entrada para los modelos hidrológicos.

En caso de que se lleve a cabo el estudio mediante un modelo hidrológico distribuido, es obligado recurrir a procedimientos de interpolación de una superficie de precipitación. Dentro de este tipo de procedimientos, el método más recomendable es el de las isoyetas por ser el que proporciona unos resultados más precisos, ya que permite incorporar con total flexibilidad en el proceso de estimación de las precipitaciones el conocimiento del que se disponga sobre el clima, vientos, topografía, etc. No obstante, la potencial mayor precisión de este método depende de la información que se posea sobre el funcionamiento de la zona de estudio por lo que, teniendo en cuenta su mayor laboriosidad, sólo es rentable utilizarlo si efectivamente se dispone de dicho conocimiento.

Una buena alternativa es el método de Thiessen modificado el cual, una vez obtenidos los coeficientes, permite obtener resultados con precisión similar al de las isoyetas pero mediante un procedimiento

de cálculo mucho más sencillo. No obstante, si la relación de precipitaciones medias obtenida no difiere sustancialmente de la unidad, no se obtendrán resultados muy diferentes de los proporcionados por el método de Thiessen convencional.

Lógicamente, este método requiere para su aplicación disponer del trazado previo de las isoyetas en la cuenca. En este sentido, y como se expuso anteriormente, la aplicación del método modificado de Thiessen requiere asumir la hipótesis de que el patrón de distribución de la lluvia se mantiene relativamente constante entre la situación para la que se han trazado las isoyetas y el resto de situaciones de cálculo.

El uso de isoyetas trazadas a partir de información correspondiente a un determinado intervalo de tiempo en el cálculo de las precipitaciones asignadas a un intervalo de tiempo inferior puede ser dudoso ya que, en general, la precipitación presenta una mayor variabilidad espacial y una menor correlación en intervalos de tiempo menores. En el caso de su aplicación al estudio de episodios de lluvia concretos, las lluvias de mayor duración asociadas a sistemas frontales son las que presentan una mayor autocorrelación espacial y unos patrones de distribución de precipitaciones más constantes. Por el contrario las lluvias de menor duración, discretizadas en intervalos de tiempo cortos, suelen presentar una gran variabilidad en su distribución espacial entre unos episodios y otros, principalmente si son de origen convectivo. Por último, en el caso de su aplicación al estudio de las tormentas de diseño, suele ser habitual realizar el trazado de las isoyetas para un determinado periodo de retorno, asumiendo que su estructura será similar para otras probabilidades, hipótesis que, en principio, puede resultar razonable.

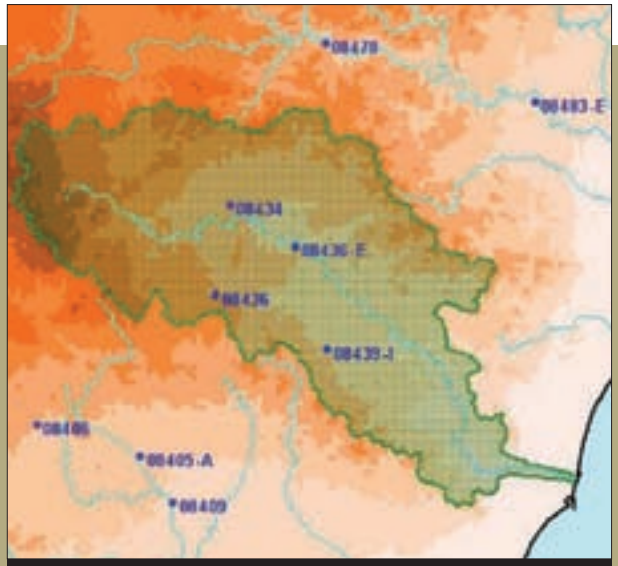


Figura 63. Cuenca del río Palancia y situación de los pluviómetros existentes en la zona.

En cualquier caso, el método de Thiessen modificado presenta el mismo inconveniente que el de Thiessen convencional en cuanto a la necesidad de recalcular los polígonos como consecuencia de un cambio en la configuración de la red de medida.

En lo que se refiere a los métodos basados en el inverso de la distancia, los resultados suelen estar muy influidos por las estaciones más cercanas al punto de estimación, por lo que pueden aparecer en los resultados acumulaciones concéntricas de precipitación en torno a las estaciones. Por otra parte, estos métodos se basan exclusivamente en la distancia entre las estaciones y no tienen en cuenta otros factores como la topografía de la zona o los patrones climáticos, por lo que podrían proporcionar resultados incorrectos en zonas donde la precipitación está muy condicionada por la topografía o donde existen patrones climáticos muy definidos. Además, su utilización no es adecuada en aquellos casos en los que la red de medida contiene estaciones muy próximas con información redundante.

Por último, dentro de los métodos de ajuste de una superficie de precipitación, y en base a multitud de estudios comparativos, puede decirse que los métodos de interpolación óptima o *kriging* (o *cokriging*, en caso de que se utilice una variable secundaria) proporcionan las mejores estimaciones en una gran variedad de situaciones debido a su capacidad para analizar la estructura de correlación espacial de la precipitación. Además, hoy en día existe un gran número de programas de ordenador disponibles para la aplicación de estos métodos, estando implementados en muchos de los sistemas de información geográfica. No obstante, algunos métodos de interpolación no estocásticos, como la interpolación polinómica, incorporan en sus bases teóricas un análisis de la variabilidad espacial similar al de los procedimientos estocásticos, por lo que proporcionan resultados de similar precisión. Tanto los métodos de interpolación óptima como los de interpolación polinómica, tienen en cuenta en el proceso de estimación la posible existencia de información redundante.

A continuación se realiza un contraste de varios de los procedimientos de cálculo expuestos en los apartados anteriores mediante su aplicación a la cuenca del río Palancia, que se ha representado en la Figura 63 junto con los pluviómetros existentes en la zona. Previamente al desarrollo del ejemplo, se ha realizado un estudio estadístico de la serie de precipitaciones diarias máximas anuales de cada uno de los pluviómetros, que ha permitido obtener los cuantiles correspondientes a distintos periodos de retorno. El ejemplo se ha desarrollado en base al cuantil de 500 años, cuyo valor en cada una de las estaciones se muestra en la Tabla 15 junto con la altitud a la que se encuentra ubicado el pluviómetro.

Los resultados obtenidos mediante los distintos procedimientos de cálculo se muestran en la Figura 64, y en la Tabla 16 la precipitación areal derivada de su agregación en la cuenca del Palancia.

3.6.1.2.2. Construcción del hietograma de cálculo

Como alternativa al estudio estadístico de precipitaciones e interpolación espacial expuesto, se propone el uso de los mapas de precipitaciones máximas diarias para distintos periodos de retorno, obtenidos por el CEDEX como resultado del trabajo *Máximas lluvias diarias en la España peninsular* (Ferrer y Ardiles, 1995) (Figura 65). En dicho estudio se estimaron los cuantiles de la lluvia diaria para distintos periodos de retorno en todo el territorio peninsular, mediante el ajuste regional de la ley de distribución SQRT-ETmáx. Para el ajuste regional se adoptó un enfoque de "índice de avenida", en el que se estandarizaron las series de datos dividiéndolos por el valor de su media, y se asumió un valor regional para el coeficiente de variación en cada una de las 26 regiones con comportamiento estadístico homogéneo en las que se dividió el territorio peninsular. En cada región se obtuvo una función de distribución regional. Los cuantiles locales se obtienen como resultado de reescalar la ley regional a partir del valor de la media de cada serie, que es empleada como factor local de escala. Estos mapas de precipitaciones máximas diarias se encuentran en formato *raster*,

Tabla 15. Cuantiles de precipitación máxima de 500 años de periodo de retorno y altitud de los pluviómetros. Cuenca del río Palancia.

Estación	P_{500} (mm)	Altitud (m)
8406	208	505
8409	174	222
8434	284	584
8436	353	812
8478	275	505
08405-A	181	320
08436-E	255	439
08439-I	245	467
08483-E	233	241

Tabla 16. Precipitación areal de 500 años de periodo de retorno obtenida por distintos procedimientos. Cuenca del río Palancia.

Método	P_{500} areal (mm)
Media aritmética	245
Thiessen	276
Inverso distancia al cuadrado	268
Kriging	258
Hipsométrico	270
Spline	249
Polinómico	263

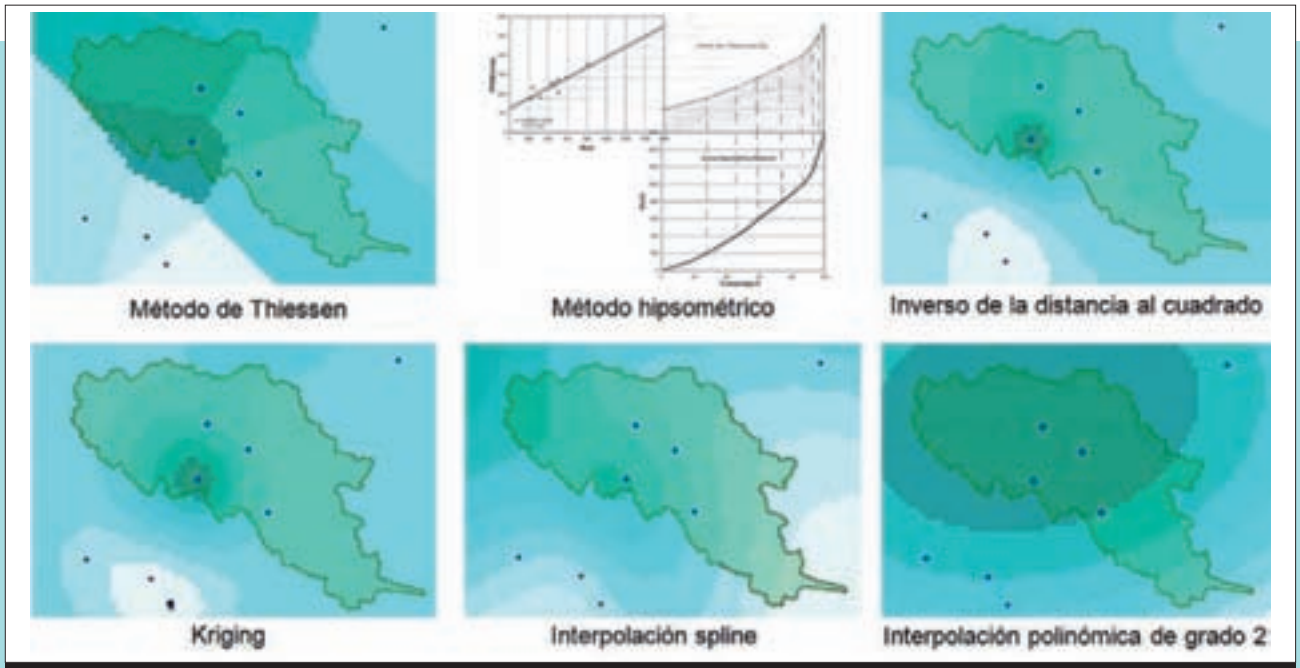


Figura 64. Precipitaciones correspondientes a 500 años de periodo de retorno obtenidas mediante distintos procedimientos de cálculo. Cuenca del río Palancia.

con una resolución de 1x1 km, y podrán ser facilitados por el CEDEX a través de la Dirección General del Agua o de las Confederaciones Hidrográficas. Asimismo, pueden encontrarse estos mapas entre las capas incorporadas en el programa CAUMAX, aplicación informática desarrollada para la consulta de los mapas de caudales máximos (apartado 3.2).

El proceso de interpolación indicado anteriormente, proporciona en cada punto de la cuenca el cuantil de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado, es decir, representa una situación en la que simultáneamente cayese la precipitación correspondiente a la misma probabilidad en todos los puntos de la cuenca. Como, obviamente, en la realidad no se da esa simultaneidad se suele reducir la precipitación multiplicando, bien los mapas *raster* si se trabaja con un modelo distribuido, bien la ley de frecuencia areal si se trabaja con un modelo agregado, por un factor reductor, denominado factor reductor por área (ARF). La obtención de este factor para una determinada cuenca a partir de los datos de precipitación es compleja y requiere calcular, para cada año, la relación entre la máxima precipitación areal ocurrida durante las tormentas reales y la precipitación areal calculada interpolando la máxima precipitación del año de cada estación, obteniendo la media de esas relaciones para todos los años con información. Para evitar realizar estos cálculos, en general muy laboriosos, existen ábacos y gráficos, como los desarrollados en Gran Bretaña por el National Environmet Research Council (NERC, 1975) y en EEUU por el National Weather Service (NWS, 1961), que permiten estimar su valor en función del área de la cuenca vertiente al punto de cálculo y de la duración de la lluvia considerada. En España, este factor se puede estimar a partir de la expresión propuesta por Témez (Témez, 1991), que es función únicamente del área vertiente al punto de cálculo (ver Figura 66). Es importante hacer hincapié en que el factor corrector a aplicar en una simulación se debe calcular para el valor del área vertiente al punto de cálculo, por lo que su valor dependerá del punto para el que se quiera obtener resultados. Por tanto, el factor a aplicar será diferente dependiendo de la simulación que se realice, según, por ejemplo, se quieran obtener resultados en una estación de aforos para calibrar el modelo o en el tramo de estudio donde se realizará el modelo hidráulico.

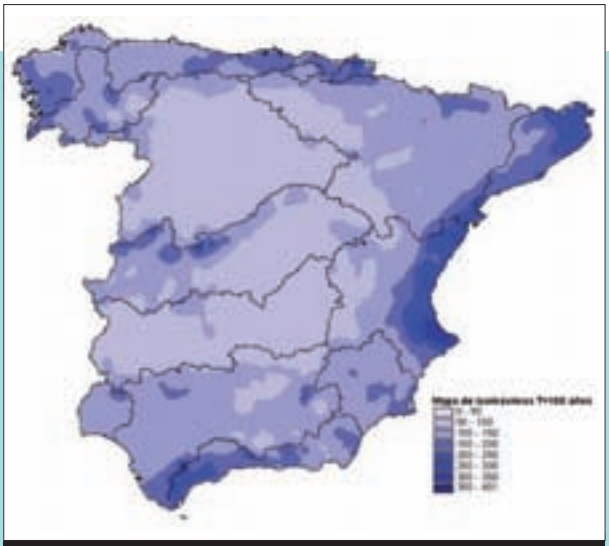


Figura 65. Mapa de máximas precipitaciones diarias para un periodo de retorno de 100 años.

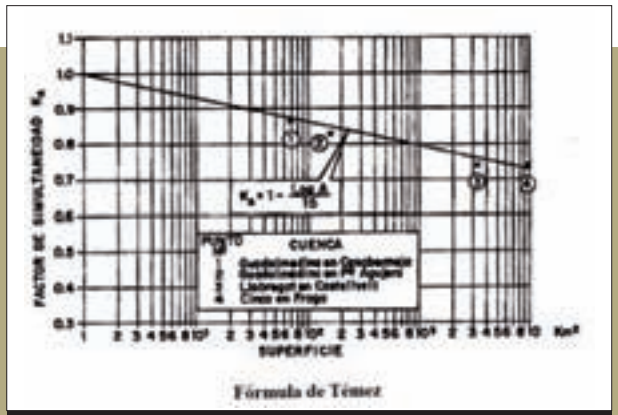


Figura 66. Factor corrector por área (Témez, 1991).

Mediante el proceso anterior se obtiene la magnitud de las lluvias de cálculo de duración diaria. Para obtener la lluvia de cálculo para duraciones distintas a la diaria se suelen emplear las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF), que proporcionan la máxima intensidad media de precipitación que puede ocurrir para una determinada duración de lluvia y periodo de retorno. La duración que se considere para la tormenta (D) deberá estar relacionada con la duración típica de la lluvia neta en la región, obtenida a partir del análisis expuesto en el apartado 3.3.3. De esta forma se podría obtener la ley de frecuencia areal correspondiente a la duración D, si se está trabajando con un modelo agregado, o un conjunto de mapas *raster* con la distribución espacial del cuantil de precipitación correspondiente a dicha duración de lluvia, si se trabaja con uno distribuido.

Las curvas IDF han sido obtenidas y publicadas para algunos de los pluviógrafos existentes en España por el Instituto Nacional de Meteorología (INM, 2003). Este trabajo, aunque permite conocer

dichas curvas con gran detalle en los puntos de medida de la precipitación, no proporciona información sobre aquellos puntos en los que no se dispone de medidas. Esta extrapolación a puntos sin información se realiza ajustando expresiones algebraicas a las curvas ajustadas en los pluviógrafos, como sería el caso de la expresión propuesta en la *Instrucción de Drenaje Superficial de Carreteras* (Témez, 1987; MOPU, 1990) que responde a la siguiente formulación:

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\frac{28^{0,1}-t^{0,1}}{28^{0,1}-1}}$$

I_t Intensidad media correspondiente a la duración t

I_d Intensidad media diaria (P_d/24)

I_1/I_d Factor de torrencialidad

La expresión anterior es función del cuantil de intensidad media diaria y del parámetro I_1/I_d, cociente entre la intensidad horaria y diaria, que caracteriza la torrencialidad de la zona y que ha sido regionalizado a nivel nacional, como se puede ver en la Figura 67.

La etapa siguiente en el cálculo de las lluvias consiste en obtener el hietograma, es decir, en determinar cómo se distribuye la precipitación total a lo largo de la duración de la tormenta. La forma habitual de obtener la distribución temporal de la precipitación consiste en la utilización de hietogramas sintéticos teóricos construidos a partir de las curvas IDF o a partir del análisis estadístico de diversos hietogramas expresados en forma adimensional. En España, dado que no existen estudios sobre la distribución temporal adimensional de las tormentas, se suele utilizar el primero de los dos métodos. El hietograma se construye de tal forma que, en cada intervalo en torno al máximo la precipitación media, es la máxima permitida por las curvas IDF para el periodo de retorno considerado. Se parte del máximo y se van añadiendo intervalos en torno al mismo hacia los extremos, de tal forma que se cumpla la condición anterior. Al asignar la precipitación a los nuevos intervalos que se vayan añadiendo en torno al máximo será necesario tener en cuenta la cantidad de precipitación asignada a los intervalos ya calculados.

Respecto a la forma del hietograma, es usual el uso de la forma simétrica, donde la distribución de las intensidades de precipitación es simétrica en torno al máximo con éste en el centro de la tormenta. También es posible utilizar distribuciones de las intensidades no simétricas, más conservadoras, en las que el intervalo de mayor intensidad es precedido por el segundo de mayor lluvia y seguido del tercero de mayor intensidad y así sucesivamente. Las distribuciones asimétricas asumen una mayor precipitación antes del máximo del hietograma, por lo que los caudales calculados mediante simulación hidrológica serán mayores al ser mayor la humedad del suelo y mayor por tanto la escorrentía.

En cuanto al intervalo de discretización del hietograma, se recomienda habitualmente tomar un valor menor que un

Figura 67. Mapas de coeficientes de torrencialidad (Témez, 1987).

20% del tiempo de concentración de la cuenca, aunque esta recomendación está indicada para maximizar el caudal punta del hidrograma resultante. Si la calibración del modelo se va a llevar a cabo, como se recomienda en esta guía, teniendo en cuenta no sólo el caudal punta sino también el volumen de avenida, la recomendación anterior puede dar lugar a hidrogramas excesivamente apuntados, lo que puede dificultar dicho ajuste. En este último caso, puede ser adecuado discretizar el hietograma en intervalos de mayor duración que conduzcan a una mayor distribución de la precipitación a lo largo de la tormenta, de tal forma que se pueda llevar a cabo la calibración del modelo, tanto sobre el volumen de avenida como sobre el caudal punta, con un valor adecuado de los parámetros. El estudio de hietogramas de tormentas reales en la zona de estudio o próximas a ella, así como el análisis de la variación obtenida en los parámetros de calibración ante distintos tamaños de intervalo, puede ayudar a seleccionar la duración del intervalo a utilizar. Como referencia, en el desarrollo del estudio hidrológico de la cuenca del río Narcea se decidió discretizar la duración de la tormenta en aproximadamente 20 intervalos. Lógicamente, la aplicación práctica de las recomendaciones anteriores requerirá redondear el intervalo resultante a una cantidad que permita el fácil manejo del hietograma.

A modo de ejemplo se ha aplicado la metodología anterior para la obtención de la lluvia de cálculo del modelo hidrológico distribuido de la cuenca del Narcea. En este caso se ha partido de los mapas de precipitaciones máximas diarias procedentes del estudio *Máximas lluvias diarias en la España peninsular* mencionados anteriormente, como base para la construcción de las tormentas de cálculo. La duración de la tormenta se ha basado en los resultados obtenidos en el análisis de los limnigramas de diversos episodios de avenida registrados en las estaciones de la región, según se expuso anteriormente, a partir del cual se

adoptó una duración de la lluvia neta en torno a 4,5 días. En consecuencia se ha supuesto una duración del hietograma de 5 días. La distribución temporal de la lluvia se ha realizado, tal como se ha comentado anteriormente, mediante un hietograma simétrico con un intervalo de discretización de 5 horas (Figura 68).

Si el estudio se realiza mediante un modelo distribuido, es necesario aplicar la distribución temporal del hietograma a las capas *raster* de cuantiles de precipitación correspondientes a la duración de 5 días, es decir 120 horas, que se obtiene multiplicando las capas *raster* de cuantiles de precipitación diaria por un factor de paso de intensidades diarias a intensidades para cinco días, obtenido de las curvas IDF. Como resultado se obtendría para cada periodo de retorno un conjunto de capas *raster*, tantas como intervalos tenga el hietograma, resultado de multiplicar la capa correspondiente al cuantil de precipitación en cinco días por la cantidad de precipitación que cae en cada intervalo expresada en tanto por uno de la total. En la Figura 69 se observan las capas *raster* correspondientes a los intervalos 1º, 4º, 8º, 10º y 12º que corresponde al valor central.

En el caso de emplear el modelo HEC-HMS, los mapas de lluvia así obtenidos se han de exportar a un único fichero binario con formato dss. De esta forma, cada fichero contendrá la información de precipitación de cada intervalo, de forma secuencial, para cada periodo de retorno[6].

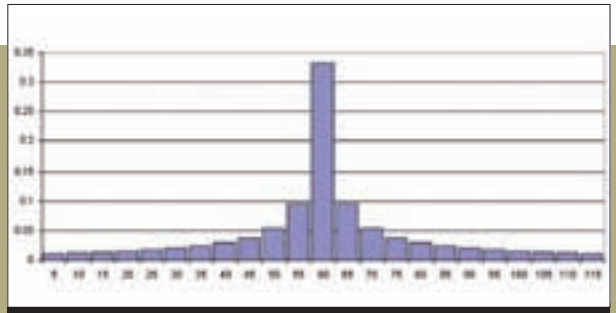


Figura 68. Hietograma sintético con distribución simétrica de las intensidades de precipitación.

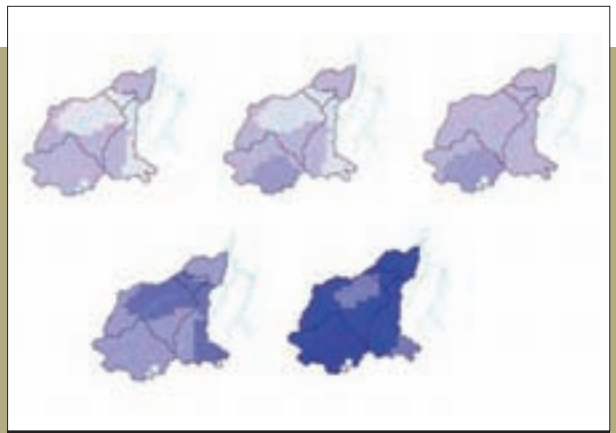


Figura 69. Capas *raster* de precipitación para distintos intervalos de cálculo.

RECOMENDACIONES

La modelización matemática de las tormentas de cálculo consiste en la definición de un evento sintético de precipitación, a través de su magnitud, duración y distribución espacial y temporal, correspondiente a un determinado periodo de retorno.

•

La elección del método más adecuado para el cálculo de la precipitación areal depende de varios factores, como el objetivo del análisis, la información y el conocimiento que se tenga de la cuenca, la experiencia que se posea en el uso de las distintas técnicas de cálculo, así como del tiempo y los recursos de cálculo de que se disponga.

•

Si se va a utilizar un modelo hidrológico agregado se podrá emplear para el cálculo de la precipitación areal cualquiera de los métodos directos. En caso de emplear un modelo distribuido será necesario el ajuste de una superficie de precipitación. En este último caso, se recomienda, si no existe ningún otro condicionante, emplear un tamaño de celda menor o igual a 1/10 de la menor distancia entre pluviómetros.

•

La utilización de métodos que permitan introducir en el análisis información sobre la topografía, vientos o patrones climáticos, puede ayudar a mejorar las estimaciones en caso de falta de cobertura espacial de la red o en caso de que ésta no capte adecuadamente la variabilidad del fenómeno a estudiar, como el método hipsométrico o el de las isoyetas. »

[6] El fichero con formato dss puede generarse mediante el programa Hec-GeoHMS, aunque la versión actual de este programa sólo permite trabajar con *grids* de precipitación en el formato del US National Weather Service. No obstante, el Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers facilita un programa para generar dicho fichero (*asc2dssGrid.exe*) a partir de *grids* en formato ASCII de ArcGIS.

En caso de existencia de aglomeraciones de estaciones que proporcionen información redundante, será necesario emplear técnicas de interpolación que permitan mitigar sus efectos, como los polígonos de Thiessen, los métodos de interpolación óptima o la interpolación polinómica.

•

Dentro de los métodos directos para el cálculo de la precipitación areal, el método de la media aritmética sólo ofrece buenos resultados en caso de que la precipitación varíe poco dentro de la cuenca. El método de los polígonos de Thiessen o el de los dos ejes ofrecen mejores resultados, pero no permiten considerar el efecto de la topografía, por lo que no proporcionan buenos resultados en regiones donde la topografía influye fuertemente en la precipitación, a no ser que se cuente con una red de pluviómetros bien distribuida. Una buena alternativa en esos casos es el método hipsométrico.

•

En el caso de las técnicas de cálculo de una superficie de precipitación, el método más recomendable es el de las isoyetas, ya que permite incorporar con total flexibilidad el conocimiento del que se disponga sobre el clima, vientos, topografía, etc., aunque teniendo en cuenta su mayor laboriosidad, sólo es rentable utilizarlo si efectivamente se dispone de dicho conocimiento. Una buena alternativa es el método de Thiessen modificado, aunque requiere asumir la hipótesis de que el patrón de distribución de la lluvia es relativamente constante. Los métodos de interpolación óptima o *kriging* proporcionan las mejores estimaciones en una gran variedad de situaciones, aunque algunos métodos de interpolación no estocásticos, como la interpolación polinómica, proporcionan resultados de similar precisión. Finalmente, los métodos basados en el inverso de la distancia presentan varios problemas, por lo que no es aconsejable su utilización en determinadas situaciones.

•

Como alternativa al estudio estadístico de precipitaciones y la posterior interpolación espacial de los resultados, se recomienda el uso de los mapas de precipitaciones máximas diarias para distintos periodos de retorno, obtenidos por el CEDEX como resultado del trabajo *Máximas lluvias diarias en la España peninsular* (Ferrer y Ardiles, 1995).

•

Para tener en cuenta la no simultaneidad de precipitaciones en todos los puntos de la cuenca se suele reducir la precipitación multiplicándola por un factor reductor, denominado factor reductor por área (ARF). En España este factor se puede estimar a partir de la expresión propuesta por Témez, que es función únicamente del área vertiente al punto de cálculo. Es importante tener en cuenta que el factor corrector a aplicar en una simulación concreta del modelo se debe calcular para el valor del área vertiente al punto de cálculo, por lo que su valor dependerá del punto para el que se quieran obtener resultados.

•

Para obtener el cuantil de precipitación para la duración de la lluvia de cálculo a partir del cuantil de precipitación diaria se deben emplear las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF). La duración de la tormenta de cálculo deberá estar relacionada con la duración típica de la lluvia neta en la región, obtenida a partir de las recomendaciones expuestas en el apartado 3.3.3.

•

Se recomienda adoptar un intervalo de discretización del hietograma menor que un 20% del tiempo de concentración de la cuenca. Si la calibración del modelo se lleva a cabo teniendo en cuenta no sólo el caudal punta sino también el volumen de avenida, la recomendación anterior puede dar lugar a hidrogramas excesivamente apuntados, lo que puede dificultar dicho ajuste. En este último caso, puede ser adecuado discretizar el hietograma en intervalos de mayor duración de tal forma que se pueda llevar a cabo la calibración del modelo con un valor adecuado de los parámetros.

•

El hietograma se construye de tal forma que en cada intervalo en torno al máximo la precipitación media es la máxima permitida por las curvas IDF para el periodo de retorno considerado.

•

Si el estudio se realiza mediante un modelo distribuido, es necesario aplicar la distribución temporal del hietograma a las capas *raster* de cuantiles de precipitación correspondientes a la duración de la tormenta de cálculo, obteniendo para cada periodo de retorno tantas capas como intervalos tenga el hietograma.

3.6.1.3. Modelización de la infiltración y otras detracciones. Función producción

Mediante la función producción se simula el proceso en el que parte de la lluvia se infiltra, o queda detenida o interceptada, no contribuyendo a la formación de la crecida, y el resto da lugar a la formación de la escorrentía superficial. La parte que no participa en la formación de la crecida (que se "pierde") incluye la interceptación por la vegetación, el almacenamiento en las depresiones del suelo y la infiltración. Las pérdidas por evapotranspiración, que son importantes en la simulación del proceso lluvia-escorrentía a largo plazo, se consideran poco importantes en el caso de eventos de avenida. La infiltración es el proceso más importante de las pérdidas y es función principalmente del tipo de vegetación, de las propiedades físicas del suelo (incluido su contenido de humedad) y de la duración e intensidad de la lluvia. La velocidad a la cual el agua puede penetrar en el suelo depende en gran medida de las condiciones de la superficie del terreno, e incluso con suelos muy permeables, una delgada capa superior impermeabilizada por deposición de finos puede conducir a una baja infiltración. Al comienzo de la tormenta la infiltración suele ser elevada debido a la capacidad de almacenamiento del suelo, que depende de la porosidad, el espesor y la humedad del mismo, aunque una vez alcanzada la saturación, la infiltración será igual a la transmisividad del terreno saturado situado debajo.

Con la modelización del proceso de pérdidas lo que se pretende es conocer el volumen del hidrograma de escorrentía superficial, que coincide con el volumen del hietograma de precipitación neta. Como ya se ha comentado, dado que existen datos registrados en las estaciones de aforo a partir de los cuales se pueden obtener volúmenes de escorrentía y a partir de ellos la ley de frecuencia de volúmenes máximos, se puede usar ésta para la calibración de los parámetros del método utilizado como función producción, comparando los volúmenes obtenidos mediante el modelo con los cuantiles de volumen máximo.

Los métodos más empleados para la evaluación de las pérdidas y la obtención de la lluvia neta suelen ser fórmulas de carácter experimental como las propuestas por Horton (Horton, 1940), Holtan (Holtan, 1971) o por el Soil Conservation Service (SCS, 1972), junto con formulaciones más simples como la de pérdidas inicial y constante en el tiempo. Por otra parte, pueden utilizarse también formulaciones más complejas basadas en soluciones aproximadas de la ecuación de Richards, como la ecuación de Philip (Philip, J.R., 1957), o deducidas a partir de modelos más o menos simplificados del proceso de percolación del agua en el terreno, como el modelo de Green y Ampt (Green, W.H. y Ampt, G., 1911).

En cuanto a los métodos de carácter empírico, la formulación de Horton es una de las más empleadas y asume que la capacidad de infiltración decrece a lo largo del tiempo hasta alcanzar un valor más o menos constante siguiendo una expresión que depende del valor límite de la infiltración, función únicamente del tipo de suelo y de una constante que depende del tipo de suelo y del contenido inicial de humedad. Este método es sencillo y se ajusta bien a los datos experimentales, pero plantea dificultades para la estimación de los citados parámetros. El método de Holtan asume, por su parte, que la capacidad de infiltración sobre un valor mínimo constante es directamente proporcional al volumen de poros no saturados que existen en el suelo elevado a un exponente. La infiltración va decreciendo a medida que la humedad del suelo aumenta y por tanto se reduce el volumen de poros no saturados. Este método presenta el inconveniente de requerir que se determine previamente el espesor de suelo que controla el proceso. El método de pérdidas inicial y constante es un método muy simplificado, en el que se asume que toda la lluvia se pierde hasta que se satisfacen las pérdidas iniciales, y a partir de ese momento se descuentan las pérdidas a un ritmo constante.

El método con un uso más extendido para estimar las pérdidas en el cálculo de crecidas es el método del número de curva. Este método se basa en suponer que toda la lluvia se infiltra hasta que se alcanza una determinada cantidad, denominada umbral de escorrentía (P_0), para la cual se supone que la capa superficial del suelo se satura y comienza a generarse la escorrentía superficial. Para determinar la cantidad de escorrentía superficial generada hasta un instante dado se establece la hipótesis de que la escorrentía está en la misma relación respecto a la precipitación total caída hasta ese instante (descontado el P_0) que el agua infiltrada (descontado también el P_0) respecto a la capacidad máxima de almacenamiento del suelo (S). Con esa hipótesis y la ecuación de continuidad se llega a la siguiente expresión:

$$E = 0 \qquad P \leq P_0$$

$$E = \frac{(P - P_0)^2}{(P - P_0) + S} \qquad P > P_0$$

Donde:
E es la escorrentía superficial
P es la lluvia total
P_0 es el umbral de escorrentía
S es la retención máxima del suelo

El método, por tanto, depende de dos parámetros, P_0 y S. El SCS, a partir de datos empíricos, obtuvo una relación entre el umbral de escorrentía y la máxima retención,

$P_0 = 0{,}2 \cdot S$, por lo que, en la práctica, el método depende de un único parámetro P_0, quedando la formulación del método de la siguiente manera:

$$E = 0 \qquad P \leq P_0$$

$$E = \frac{(P - P_0)^2}{P + 4P_0} \qquad P > P_0$$

El umbral de escorrentía se puede relacionar con otra magnitud, denominada número de curva (que da nombre al método) con objeto de facilitar su aplicación práctica mediante gráficos, y que viene dado por la siguiente expresión (con P_0 en mm):

$$CN = \frac{5000}{P_0 + 50}$$

La ventaja fundamental de este método radica en la facilidad para estimar sus parámetros a partir de datos edafológicos, de pendiente del terreno y de uso del suelo en la zona de estudio, mediante tablas elaboradas por el propio SCS. En España el P_0 para unas condiciones medias de humedad antecedente puede estimarse, por ejemplo, a partir de la tabla incluida en la *Instrucción de Drenaje Superficial de Carreteras 5.2-IC* (MOPU, 1990) y que es una adaptación de la propuesta por el SCS. Dicha tabla se incluye en el anejo II.

Como alternativa a la tabla de la 5.2-IC se propone la utilización de otra más detallada basada en la clasificación de los usos del suelo del CORINE LAND COVER 2000 (CLC2000), también para condiciones medias de humedad antecedente, y que se ha elaborado partiendo de trabajos previos realizados con la clasificación de usos del suelo del CLC1990 (CEDEX, 1997 y Ferrer, 2003). Actualmente se dispone de una versión más reciente de este mapa (CLC2006), aunque con una clasificación de usos del suelo menos detallada que la del CLC2000. Dicha tabla también se puede consultar en el anejo II.

La modelización de las pérdidas en el HEC-HMS cuenta con la posibilidad de utilizar métodos agregados o métodos distribuidos. Entre los métodos agregados se pueden encontrar:

- Método de pérdidas por Déficit y Constante
- Método de pérdida Exponencial, donde la infiltración se representa como una curva logarítmica de infiltración acumulada
- Método de pérdida de Green y Ampt
- Método de pérdidas Inicial y Constante
- El Método del Número de Curva del SCS
- Método de pérdida de Smith Parlange, que se aproxima a la ecuación de Richards para infiltración en suelo
- Método de pérdidas por cálculo de la Humedad del suelo, donde se usan cinco capas para representar la dinámica del movimiento del agua en superficie y en el suelo

En el caso de recurrir a una modelización distribuida, que permita tener en cuenta la variabilidad espacial de las características de la cuenca y, por tanto, de los parámetros del método, el HEC-HMS permite utilizar los siguientes modelos:

- Método de pérdidas Inicial y Constante distribuido
- Método de pérdidas por cálculo de la Humedad del suelo distribuido
- Método del SCS distribuido

Como se ha dicho, el método de uso más extendido es el del número de curva, que se considera de suficiente precisión para el objetivo perseguido en la modelización hidrológica objeto de esta guía, y cuyo uso es aconsejable por su facilidad para estimar sus parámetros. No obstante, cualquier otro método de cálculo más sofisticado será igualmente válido, aunque probablemente será más compleja la estimación de sus parámetros.

El estudio del valor del parámetro P_0 ha sido realizado para todo el territorio de la España peninsular por el CEDEX en colaboración con la Universidad de León (ULE, 2009), estando disponibles los resultados en forma de capa *raster* con resolución de 500x500 m, por lo que se recomienda su uso en la elaboración de los estudios hidrológicos. Esta capa podrá ser facilitada por el CEDEX a través de la Dirección General del Agua o de las Confederaciones Hidrográficas.

Las variables de las que depende el P_0 y la forma en que se han obtenido, son las siguientes:

- Grupo hidrológico de suelo. Para la estimación de esta variable se ha partido del método propuesto por M. Ferrer (Ferrer, 2003). Dicho método consiste en la obtención en distintos perfiles de suelo de la variable tasa mínima de infiltración del suelo (f_c), en algunos casos medida en campo y en otros estimada a partir de funciones de edafotransferencia desarrolladas por la misma autora. A partir del conjunto de datos puntuales, se ha realizado una interpolación mediante *kriging*, obteniendo de esta forma un mapa de f_c para el conjunto de la España peninsular. Posteriormente se realiza una clasificación de dichos valores propuesta por M. Ferrer (Ferrer, 2003) para obtener un mapa de la variable de grupos hidrológicos de suelo.

- Uso del suelo. Se ha utilizado la información contenida en el CLC2000. El proyecto europeo CORINE LAND COVER, se inició a finales de la década de los 80 del pasado siglo con el objetivo de generar una cartografía de usos de suelo homogénea y actualizada para todos los países de la Unión Europea a una escala de 1:100.000. En la actualidad se dispone de los mapas de usos de suelo CLC1990, CLC2000 y CLC2006, siendo esta última la versión más reciente de estos mapas y que fue distribuido en el año 2010.
- Pendiente del terreno. Esta variable se ha derivado mediante operaciones de SIG a partir del MDT disponible en el Centro de Estudios Hidrográficos, con resolución espacial de 500x500 m, distinguiendo entre pendientes mayores y menores del 3%.

Los parámetros anteriores, para un estado antecedente de humedad medio, se han relacionado con el valor del P_0 mediante la tabla mencionada anteriormente. El mapa resultante del proceso anterior se muestra en la Figura 70 en la que se observa la distribución espacial de dicho parámetro en el territorio de la España peninsular. El rango total de valores se mueve entre 0, para las superficies impermeables, y 152, correspondiente a las áreas de playas y dunas. El valor promedio para el conjunto de la España peninsular es de 22,9 y su mediana 21, siendo más representativo este último valor, ya que el primero se ve más influenciado por los valores más extremos. El valor de P_0 más frecuente es 14.
En el caso de utilizar el programa HEC-HMS, se requiere introducir en el modelo el valor del número de curva, en lugar del P_0, por lo que será necesario transformar el mapa anterior a valores de número de curva mediante la expresión proporcionada anteriormente. Los valores del número de curva, junto con un conjunto de datos asociados a la retícula en la que se ha discretizado la cuenca, se deben volcar a un fichero de texto con un determinado formato, denominado fichero de parámetros (Figura 71), que estará asociado al modelo de cuenca. El contenido y estructura del fichero de parámetros es el siguiente:

- Se estructura por subcuencas: para cada subcuenca del modelo se indican las celdas que la componen, bajo el nombre de la subcuenca a la que pertenecen. Cada celda se indica en una fila mediante su coordenada X e Y, asociadas a un sistema de coordenadas local que tiene su origen en el extremo inferior izquierdo de un recuadro con la misma extensión que las capas de información utilizadas y que, lógicamente, debe abarcar toda la zona de estudio.
- A cada celda se le asigna una distancia (*Travel Length*), que es necesario calcular previamente, partiendo de un mapa de direcciones de drenaje de la cuenca, mediante las herramientas disponibles en los SIG, y que representa la distancia de la celda al punto de salida de la cuenca a través de la red de drenaje. Esta información, como se verá posteriormente, es necesaria para la aplicación del método del hidrograma unitario distribuido de Clark.
- Indica, para cada celda, la parte de su superficie que se encuentra contenida dentro del contorno que define la subcuenca. Si dicho contorno se ha definido a partir del mapa de direcciones de drenaje, no existirán celdas compartidas por dos subcuencas.
- Indica para cada celda el valor de su número de curva. Inicialmente, este número de curva corresponderá a condiciones medias de humedad antecedente, y deberá calibrarse posteriormente a partir de la información disponible en las estaciones de aforos (apartado 3.6.2.).

Figura 70. Mapa de umbral de escorrentía (mm) para la España peninsular.

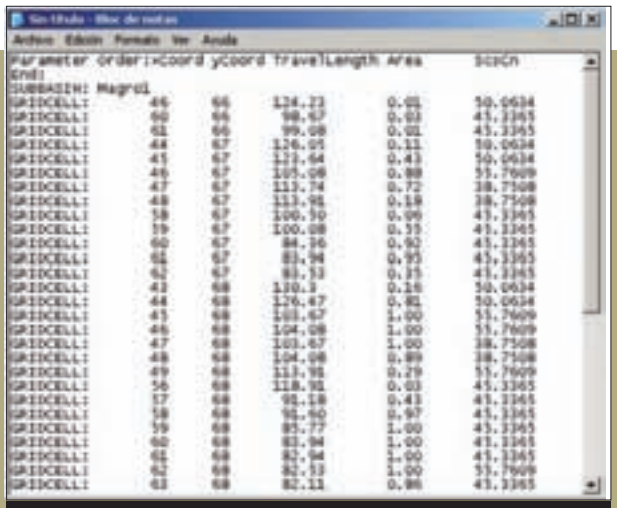


Figura 71. Fichero de texto con los valores del número de curva y longitudes de drenaje para el modelo HEC-HMS.

RECOMENDACIONES

El método de uso más extendido como función producción es el del número de curva del SCS, que se considera de suficiente precisión para el objetivo perseguido en la modelización hidrológica objeto de esta guía, y cuyo uso es aconsejable por la facilidad para estimar sus parámetros. No obstante, cualquier otro método de cálculo más sofisticado será igualmente válido aunque probablemente será más compleja la estimación de sus parámetros.

•

Para la obtención del umbral de escorrentía se propone una tabla basada en la clasificación de los usos del suelo del CLC2000 para condiciones medias de humedad antecedente. Actualmente se dispone de una versión más reciente de este mapa (CLC2006), aunque con una clasificación de usos del suelo menos detallada que la del CLC2000.

•

Se recomienda en la elaboración de los estudios hidrológicos el uso del mapa del parámetro P_0 elaborado por el CEDEX en colaboración con la Universidad de León, para todo el territorio de la España peninsular. El mapa se encuentra en formato *raster* con resolución de 500x500 m.

•

El modelo HEC-HMS dispone de herramientas para la aplicación del método del número de curva de forma distribuida. Inicialmente, se introducirá en el modelo el número de curva correspondiente a condiciones medias de humedad antecedente, y su valor se deberá calibrar posteriormente a partir de la información disponible en las estaciones de aforos (apartado 3.6.2.).

3.6.1.4. Cálculo del caudal de escorrentía directa. Función distribución

Una vez calculada la precipitación neta, es decir, la parte de la precipitación total sobre la cuenca que se transforma en escorrentía superficial (o en un sentido más amplio, en escorrentía directa), es necesario determinar cómo esa escorrentía al desplazarse por la red de drenaje genera los caudales a lo largo del tiempo en el punto de salida. Es decir, es necesario transformar el hietograma neto en el hidrograma de escorrentía directa. El procedimiento matemático que permite realizar este cálculo se suele denominar función distribución.

La realización de un cálculo detallado exigiría la simulación de la propagación de la escorrentía a través de un modelo más o menos simplificado de la red de drenaje real de la cuenca, mediante distintas aproximaciones de las ecuaciones de Saint-Venant, o mediante la aplicación de modelos hidrológicos de propagación. Es muy habitual en los modelos hidrológicos el uso de las ecuaciones de onda cinemática (ver apartado 3.6.1.5.). Un procedimiento más simple y más frecuentemente utilizado para transformar el hietograma neto en el hidrograma de escorrentía directa, es el uso de las denominadas funciones de transferencia, que no requieren una modelización detallada del movimiento del agua por la red de drenaje.

De entre las funciones de transferencia, la universalmente utilizada es el hidrograma unitario, que se basa en asumir que la cuenca presenta un comportamiento lineal e invariante en el tiempo, siendo mucho menos utilizadas otro tipo de funciones no invariantes o no lineales.

El método del hidrograma unitario, concebido para ser utilizado con modelos agregados, exige suponer que la lluvia es uniforme en toda la cuenca, por lo que su aplicación sólo es válida para cuencas con una superficie máxima de entre 500 y 2.000 km^2 (dependiendo del autor) para asegurar que la lluvia es suficientemente uniforme.

El hidrograma unitario se define como la respuesta de la cuenca a una precipitación neta de 1 mm, de intensidad constante, uniforme sobre la cuenca y de una determinada duración. El método está basado en los principios enunciados por Sherman (Sherman, 1932) de constancia del tiempo de base del hidrograma para lluvias netas de la misma duración; de proporcionalidad, por el que dos lluvias netas de intensidad constante, igual duración y distinto volumen producen caudales proporcionales a dichos volúmenes; y de superposición, por el que los hidrogramas generados por lluvias producidas en intervalos distintos de tiempo son independientes y se pueden sumar para obtener la respuesta del conjunto de intervalos. Estos principios equivalen

a asumir la hipótesis de comportamiento lineal e invariante para la cuenca.

Para obtener el hidrograma unitario de una cuenca determinada existen dos posibilidades. La primera consiste en partir del análisis de los hidrogramas de avenidas reales medidos en estaciones de aforo, método que es muy laborioso y complejo. Otra posibilidad, más usual, consiste en la utilización de los hidrogramas unitarios sintéticos predefinidos, que han sido confeccionados por distintos autores u organismos a partir del estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas. Estos hidrogramas suelen venir expresados en función de uno o dos parámetros que se pueden calibrar si la cuenca está aforada o determinarse a partir de expresiones empíricas. En general, se pueden distinguir dos grupos de hidrogramas unitarios sintéticos. Por una parte están los hidrogramas unitarios con forma predefinida, tanto aquellos que adoptan una forma simplificada (por ejemplo, triangular) - caso del hidrograma unitario de Snyder, el triangular del SCS o el triangular de Témez - como aquellos con formas más realistas expresados en forma adimensional, caso del hidrograma unitario adimensional del SCS. Por otra parte están los hidrogramas unitarios conceptuales que, más que un hidrograma, lo que proponen es un procedimiento para la obtención del mismo en una cuenca determinada. Están basados en modelos de transporte y almacenamiento en la cuenca, y entre ellos se encuentra el hidrograma unitario instantáneo de Clark o el hidrograma unitario instantáneo de Nash, que corresponden a una duración infinitamente pequeña de la unidad de lluvia neta. Por último, se pueden distinguir también los hidrogramas basados en la estructura geomorfológica de la red fluvial, caso del denominado hidrograma unitario geomorfológico.

El hidrograma unitario de Clark presenta la posibilidad de aplicación en forma distribuida, lo que permite tener en cuenta la estructura real de la red de drenaje, así como la distribución de la lluvia neta dentro de la cuenca, por lo que, sin perjuicio de que se puedan utilizar otras opciones de modelización más sofisticadas, constituye una buena opción para la elaboración de los modelos hidrológicos distribuidos. Además, la aplicación distribuida del hidrograma de Clark, junto con la aplicación distribuida del método del número de curva, está disponible entre las herramientas de modelización que ofrece el programa HEC-HMS (método ModClark).

La metodología propuesta por Clark es el resultado de la consideración de dos procesos: la traslación de la lluvia neta, calculada mediante el método de las isocronas y para lo que se requiere conocer el tiempo de viaje de la cuenca (T_v); y la laminación por almacenamiento en la cuenca, que se tiene en cuenta a través de un hipotético embalse lineal colocado en el punto de salida de la cuenca. En un embalse lineal se supone que el caudal de salida es proporcional al volumen almacenado en el mismo en ese instante:

$$O = \frac{1}{K} S$$

Siendo:

O caudal de salida

S volumen almacenado en el embalse

K parámetro del método, denominado coeficiente de almacenamiento

Los parámetros del método a determinar son, por consiguiente, T_v y K. Se recomienda emplear las siguientes expresiones (Ferrer, 1993) para estimar el valor de los mismos:

$$T_v = 0,64 \cdot T_c \qquad \frac{K}{T_v + K} = 0,25$$

En esta expresión, T_c es el tiempo de concentración de la cuenca, que se recomienda calcular mediante la expresión propuesta por Témez (Témez, 1987) y ya expuesta anteriormente.

El valor de 0,25 para la relación anterior entre el coeficiente de almacenamiento (K) y el tiempo de viaje (T_v) debe tomarse simplemente como un valor de partida puesto que, como se indicará más adelante, será necesario ajustar su valor para que el modelo sea capaz de reproducir correctamente la ley de frecuencia de caudales punta en los distintos puntos de calibración (ver apartado 3.6.2.). En la Figura 72 se muestra cómo cambia la forma del hidrograma unitario en función de los valores considerados para la expresión anterior.

En el método ModClark del HEC-HMS, versión

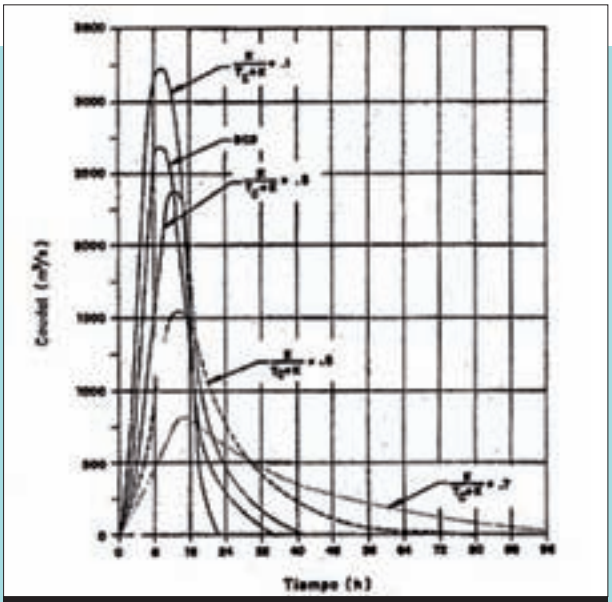


Figura 72. Comparación de diversos hidrogramas unitarios de Clark para diferentes valores de la relación entre T_v y K (fuente: Ferrer, 1993).

distribuida del hidrograma unitario de Clark, el hidrograma de traslación se calcula considerando el área de las celdas de la retícula en que se ha dividido la cuenca y el tiempo de traslación de cada celda al punto de drenaje. Estos tiempos de traslación se calculan mediante la expresión:

$$T_{celda} = T_v \cdot D_{celda} / D_{max}$$

Donde:

- T_{celda} es el tiempo de traslación desde la celda hasta el punto de desagüe
- T_v es el tiempo de viaje de la cuenca
- D_{celda} es la distancia de la celda al punto de desagüe por la red de drenaje
- D_{max} es la distancia al punto de desagüe, a través de la red de drenaje, desde el punto más alejado de la cuenca

La distancia desde cada celda al punto de desagüe o *Travel Length* se especifica en el fichero de parámetros descrito en el apartado anterior. La distancia al punto de desagüe desde el punto más alejado de la cuenca será, lógicamente, la mayor de las distancias D_{celda} de entre todas las existentes en cada subcuenca.
Junto con el método del hidrograma unitario de Clark distribuido, el modelo HEC-HMS permite también utilizar los siguientes métodos:

- Hidrograma Unitario del SCS
- Hidrograma Unitario de Snyder
- Hidrograma Unitario de Clark agregado
- Hidrograma Unitario definido por el usuario
- Hidrograma en S definido por el usuario
- Método de la Onda Cinemática

RECOMENDACIONES

El método más utilizado como función distribución en la modelización de crecidas es el método del hidrograma unitario, que se basa en asumir que la cuenca presenta un comportamiento lineal e invariante en el tiempo.

De entre los hidrogramas unitarios sintéticos disponibles, el hidrograma unitario de Clark presenta la posibilidad de su aplicación de forma distribuida, lo que permite tener en cuenta la estructura real de la red de drenaje, así como la distribución de la lluvia neta dentro de la cuenca, por lo que, sin perjuicio de que se puedan utilizar otras opciones de modelización más sofisticadas, constituye una buena opción para la elaboración de los modelos hidrológicos distribuidos. El modelo HEC-HMS dispone de herramientas para la aplicación distribuida del hidrograma de Clark, junto con la aplicación distribuida del método del número de curva.

Los parámetros del método del hidrograma unitario de Clark son el tiempo de viaje (T_v) y el coeficiente de almacenamiento (K). En esta guía se proporcionan unas expresiones para estimar el valor de los mismos, aunque en el caso del parámetro K se recomienda su ajuste posterior mediante la calibración del modelo con los cuantiles de caudal punta.

3.6.1.5. Propagación en cauce

La propagación de la avenida a lo largo de la red de drenaje dependerá de la configuración concreta del río a lo largo de la misma, y su estudio detallado requerirá la aplicación un modelo hidráulico en régimen variable, que resuelva las ecuaciones de Saint-Venant en una o dos dimensiones, dependiendo de la configuración de la llanura de inundación. El hidrograma propagado sufrirá cierta laminación, que será tanto mayor cuanto mayor sea la capacidad de almacenamiento del tramo de río.

En estas condiciones, el hidrograma obtenido por el modelo hidrológico aguas arriba del tramo de propagación se debería introducir en un modelo hidráulico y obtener un hidrograma propagado con el que seguir calculando el modelo hidrológico aguas abajo del tramo de propagación. Lo habitual es, sin embargo, realizar una única modelización hidrológica, incluyendo los correspondientes tramos de propagación, calculados mediante algún modelo simplificado, puesto que no se suele disponer de topografía detallada de los tramos de propagación. En este apartado se exponen unos criterios básicos a con-

siderar en la utilización de los modelos simplificados más habituales de propagación de avenidas.

Las ecuaciones de Saint-Venant de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento -a lo largo de la distancia x (m) y en un tiempo t (s)- correspondientes al movimiento del agua en lámina libre en una dimensión, se pueden escribir según las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=0$$

$$\frac{\partial V}{\partial t}+V\frac{\partial V}{\partial x}+g\frac{\partial y}{\partial x}+g(S_f-S_0)=0$$

$$(\mathrm{I})+\ (\mathrm{II})\ +(\mathrm{III})+\ (\mathrm{IV})$$

En las que A (m^2) es el área, y (m) es el calado, Q (m^3/s) es el caudal, V (m/s) es la velocidad, g es la aceleración de la gravedad (m/s^2), S_f (m/m) es la pendiente de la línea de energía y S_0 (m/m) es la pendiente del lecho.

La simplificación de la segunda ecuación según los términos que se consideren de mayor importancia relativa da lugar a las distintas aproximaciones a la propagación de las avenidas, que se clasifican de la siguiente manera:

- Onda dinámica, en la que se consideran todos los términos
- Onda difusiva, en la que se consideran los términos (III) y (IV)
- Onda cinemática, en la que se considera únicamente el término (IV)

La elección de una de las aproximaciones en particular depende fundamentalmente de las características de la avenida, de la pendiente del terreno y de la línea de energía, y, por tanto, de la influencia de las condiciones aguas abajo sobre la propagación de la onda. Tanto en la aproximación de la onda difusiva como en la cinemática se desprecia el término de aceleración local (I), por lo que habrá que analizar su validez en caso de hidrogramas con ramas rápidamente crecientes. Por otra parte, en pendientes menores de 0,4‰ tampoco serán válidas estas simplificaciones. En estos casos, la propagación deberá realizarse con un modelo que resuelva las ecuaciones completas de Saint-Venant (onda dinámica).

Ninguno de los modelos simplificados se basa en la aplicación de condiciones de contorno aguas abajo, por lo que no son capaces de reproducir por sí solos los efectos del remanso, como los producidos por los embalses, las mareas, los puentes y azudes y las confluencias con otros ríos. En estos casos habrá que valorar la influencia de la sobreelevación en la propagación y, si es necesario, tener en cuenta este efecto en los parámetros del modelo, dividiendo el tramo de propagación aguas arriba y aguas abajo de cada singularidad, o utilizar otro tipo de modelos que sean capaces de tener en cuenta el efecto de los remansos.

Por último, conviene destacar que los modelos de propagación se basan en las ecuaciones de Saint-Venant, que corresponden a un comportamiento unidimensional del flujo, no resultando de aplicación en aquellas llanuras aluviales en las que la componente de velocidad transversal al flujo tiene una magnitud similar a la velocidad de éste y donde, por tanto, el flujo tendrá un comportamiento bidimensional.

Se han establecido algunos criterios numéricos para delimitar el campo de validez de las distintas aproximaciones, en función de la pendiente del terreno y de las características de la avenida. Estos criterios se especifican en la Tabla 17, en la que B_+ es la relación entre el ancho de la zona inundable y el ancho del cauce; $T_+ = TS_0u_0/d_0$, donde T es la duración del hidrograma, y u_0 y d_0 son la velocidad y el calado de referencia; y F_0, el número de Froude para las anteriores variables.

El método de la onda cinemática se utiliza en tramos con pendientes mayores del 2‰, en los que los términos de aceleración local (I), convectiva (II) y de gradiente de presión (III) son despreciables frente al efecto de la pendiente del terreno, que queda compensado con la pendiente de energía, calculada mediante una fórmula de pérdidas, generalmente la fórmula de Manning. La utilización de este método puede ser una buena alternativa y, de hecho, es el método de propagación que incorporan muchos modelos hidrológicos aunque, como se ha comentado, puede plantear problemas si

Tabla 17. Criterios para la elección del modelo de propagación según Ponce (Ponce *et al.*, 1978) en la fila superior y Moussa y Bocquillon (Moussa y Bocquillon, 2000) en la fila inferior.

Aproximación a la onda cinemática			Aproximación a la onda difusiva		
$B_+ = 1$	$B_+ = 8$	$B_+ = 20$	$B_+ = 1$	$B_+ = 8$	$B_+ = 20$
$T_+ \geq 171$			$TS_0(g/y)^{0,5} \geq 30$		
$F_0^2/T_+ \leq 0{,}0432$ con $T_+ \geq 39$	$F_0^2/T_+ \leq 0{,}0101$ con $T_+ \geq 154$	$F_0^2/T_+ \leq 0{,}0037$ con $T_+ \geq 383$	$F_0^2/T_+ \leq 0{,}0432$	$F_0^2/T_+ \leq 0{,}0101$	$F_0^2/T_+ \leq 0{,}0037$

se aplica en los tramos más bajos de los ríos donde se pueden encontrar pendientes reducidas. Este tipo de método lo incorpora el modelo HEC-HMS, pero únicamente permite introducir una sección tipo del tramo muy simplificada, de forma trapecial, por lo que no sería válido en el cálculo de tramos con zonas importantes de desbordamiento. El método de la onda difusiva incluye en la ecuación de la cantidad de movimiento, además de los términos de pendientes de fricción y del terreno, el término de gradiente de presión.

Entre los métodos de propagación simplificados, quizá el más utilizado sea el método de Muskingum, que resulta de la aplicación de la ecuación de continuidad a un conjunto de elementos de almacenamiento en los que se divide el tramo, y de asumir una relación lineal entre el volumen almacenado en el tramo y los caudales entrantes y salientes. Esta relación lineal se obtiene distinguiendo en el tramo un almacenamiento en prisma en régimen permanente y un almacenamiento en cuña, que será positivo en la fase creciente del hidrograma y será negativo en la decreciente.

$$S = K\left[XI - (1-X)O\right]$$

En la ecuación anterior S es el volumen almacenado en el tramo, I el caudal entrante al mismo y O el caudal saliente. K y X son coeficientes que representan el tiempo de viaje de la onda y la laminación en el tramo, respectivamente.

Este método tiene el inconveniente de que mantiene los parámetros constantes en el tiempo, por lo que deberán corresponder a un caudal de referencia de la avenida en consideración. Este hecho debe tenerse en cuenta a la hora de realizar la propagación de las avenidas para un amplio rango de caudales. Podría darse la situación en que los parámetros deducidos para unos valores de caudales que no desborden el cauce sean muy diferentes de aquellos correspondientes a caudales que desbordan el cauce y ocupan la llanura de inundación, lo que podría llevar a cometer errores importantes en la propagación.

Los parámetros K y X pueden calibrarse para el tramo de propagación en estudio si se dispone de información sobre hidrogramas entrantes y salientes del mismo. Dicha información casi nunca se conoce, por lo que es necesario estimar el valor de los parámetros a partir de las características morfológicas del tramo. Una estimación adecuada de este parámetro requiere disponer de información detallada sobre la topografía del río, así como la realización de un análisis hidráulico de sus secciones, por lo que en muchas ocasiones puede ser más ventajoso y más preciso aplicar el método de Muskingum-Cunge que se trata a continuación.

Se puede demostrar (Cunge, 1967) que la resolución de la ecuación de onda difusiva por diferencias finitas conduce a la misma expresión de cálculo que en el método de Muskingum, lo que permite relacionar los parámetros K y X con las características físicas de la sección del río:

$$K = \Delta x/c$$

$$X = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{Q}{BS_0 c\Delta x}\right)$$

Donde:

- Δx es la longitud del tramo o subtramo de cálculo
- c es la celeridad de la onda que puede calcularse mediante la relación $c=dQ/dA$
- Q es el caudal circulante por el tramo en el instante considerado
- B es el ancho de la lámina de agua en la sección
- S_0 es la pendiente del cauce

Se recomienda elegir Δx de manera que el programa no produzca inestabilidades en el cálculo para el paso de tiempo elegido, y en particular, debe ser tal que cumpla la condición dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta x < \frac{1}{2}\left(c\Delta t + \frac{Q}{BS_0 c}\right)$$

El método de Muskingum-Cunge propone emplear la ecuación de Muskingum para calcular la propagación, pero reconsiderando los valores de los parámetros en cada instante de cálculo a través de las mencionadas expresiones. De esta forma se evita el mayor inconveniente del método de Muskingum, consistente en tomar los parámetros como constantes. Al ser los parámetros realmente funciones del tiempo, la relación entre el almacenamiento en el tramo y los caudales de entrada y salida deja de ser lineal. Para la aplicación de este método es necesario disponer de una topografía del terreno a una escala adecuada con el fin de obtener unos parámetros representativos de entrada al modelo de propagación.

Otra opción válida es utilizar el método de Puls modificado, que divide el tramo de propagación en una serie de subtramos que se calculan como si se comportasen como embalses. Este método se basa en la ecuación de continuidad y en una relación que proporciona el caudal de salida en función del volumen almacenado. Lo habitual es que no se disponga de una relación de este tipo *a priori*, y sea preciso calcularla mediante un modelo hidráulico en régimen permanente, por lo que también en este caso es necesario disponer de información adecuada sobre la topografía del tramo. En el caso de disponer de ésta, se podría emplear también el método de Muskingum-Cunge, que ofrecerá resultados similares, y cuya aplicación resulta menos laboriosa.

Aplicación del método de Muskingum-Cunge a partir de las secciones representativas

El método de Muskingum-Cunge se puede aplicar conociendo una sección representativa de cada subtramo de propagación definida por puntos (el modelo HEC-HMS permite introducir secciones trapeciales y bitrapeciales), por lo que para su aplicación se requiere, ante todo, disponer de una topografía a partir de la cual se puedan definir dichas secciones para el rango de los caudales de cálculo. En la mayor parte de las ocasiones, para la realización del estudio hidrológico no se dispondrá de un modelo digital del terreno (MDT) con una resolución tan detallada como el utilizado para el estudio hidráulico, por lo que será necesario estimar la geometría de las secciones a partir de cartografías o MDT de menor detalle o realizar una extrapolación a partir de las secciones conocidas dentro del tramo donde se va a realizar la modelización hidráulica.
Para la definición de las secciones representativas de cálculo serán necesarias, en general, la realización de las siguientes tareas:

- **Análisis de la morfología de los subtramos.**

  Con este análisis se trata de observar las posibles diferencias de la morfología a lo largo del tramo de propagación, y comprobar si es adecuado extrapolar información a esos tramos sobre la geometría del tramo donde se va a realizar la modelización hidráulica. Este análisis consiste en la observación, a partir de toda la información disponible, de la configuración de las llanuras de inundación en el tramo de propagación y de la morfología de las secciones. La realización de cortes -con líneas de corte comunes- en las distintas topografías disponibles es de gran utilidad en esta fase, con la finalidad de comparar las secciones obtenidas.

- Obtención de las **curvas ancho-área (*B-A*)** y **ancho-profundidad máxima (*B-Z*)** de las secciones obtenidas a partir de las topografías disponibles a distintas resoluciones para la definición de la zona inundable.

  Las curvas *B-A* y *B-Z* relacionan el ancho de la lámina de agua (*B*) con el área mojada de la sección (*A*) y con la profundidad máxima (*Z*) de las secciones, por lo que constituyen una manera muy gráfica de interpretar la topografía de cada sección. Su obtención resulta muy sencilla, a partir de los resultados obtenidos con un modelo en régimen permanente para una amplia gama de caudales con cada una de las topografías. En general, las curvas *B-A* permiten analizar las anchuras de la zona inundable, mientras que las *B-Z* permiten analizar la profundidad del canal de aguas bajas y su anchura en topografías detalladas.
  Estas curvas permiten analizar las diferencias existentes entre secciones obtenidas a partir de topografías diferentes. La Figura 73 muestra un ejemplo de las curvas *B-A* y *B-Z* de una sección de un tramo en el que se dispone de un MDT de resolución de 25 m (MDT25), un MDT de 10 m (MDT10), una topografía a escala 1:2.000 (E2000) y un MDT de 1 m generado a partir de un vuelo LIDAR (LIDAR). Las curvas *B-A* permiten obtener las diferencias fundamentales en cuanto a la capacidad de transporte de la sección. En este caso se observa la similitud entre el LIDAR y la cartografía a escala 1:2.000 (líneas azul oscuro). Por el contrario, tanto el MDT de 10 m como el MDT de 25 m representan llanuras de inundación más estrechas, con áreas más pequeñas para los anchos en torno a 250 m y mayores áreas a partir de este valor. La inspección del gráfico *B-Z* permite analizar la profundidad del canal de aguas bajas, particularmente en el MDT del vuelo LIDAR, así como la configuración de las pendientes de los taludes de la sección. A medida que se va perdiendo resolución en la topografía, se pierde precisión en la delimitación de las distintas áreas de almacenamiento de la sección y, en particular, se observa que el MDT de 25 m no es capaz de reproducir la configuración de la zona más inundable (B ~ 250 m).
  Si se consideran todas las secciones a lo largo del tramo con topografía común, se pueden obtener los estadísticos descriptivos del ancho de la llanura de inundación con el objeto de determinar las diferencias fundamentales para cada topografía (Figura 74). A la vista de las curvas *B-A*, se observa que el estadístico que mejor describe las diferencias entre las distintas topografías para el tramo común es la mediana, obteniéndose un ancho mediano para el MDT de 10 m del 49% respecto del MDT del vuelo LIDAR, y del 75% para el MDT de 25 m. Por tanto, en zonas próximas donde no se disponga de información topográfica detallada y en las que se observe que la configuración morfológica del tramo no varía de manera importante, se puede tomar como ancho de la zona inundable la obtenida con el MDT disponible y aplicarle la corrección correspondiente a la mediana.
  En consecuencia, se recomienda, para definir la morfología de la zona inundable de la sección tipo de cada uno de los tramos de propagación, en aquellas zonas donde no se disponga de topografías detalladas, realizar un análisis comparativo, como el anteriormente expuesto, entre los distintos MDT y topografías disponibles dentro

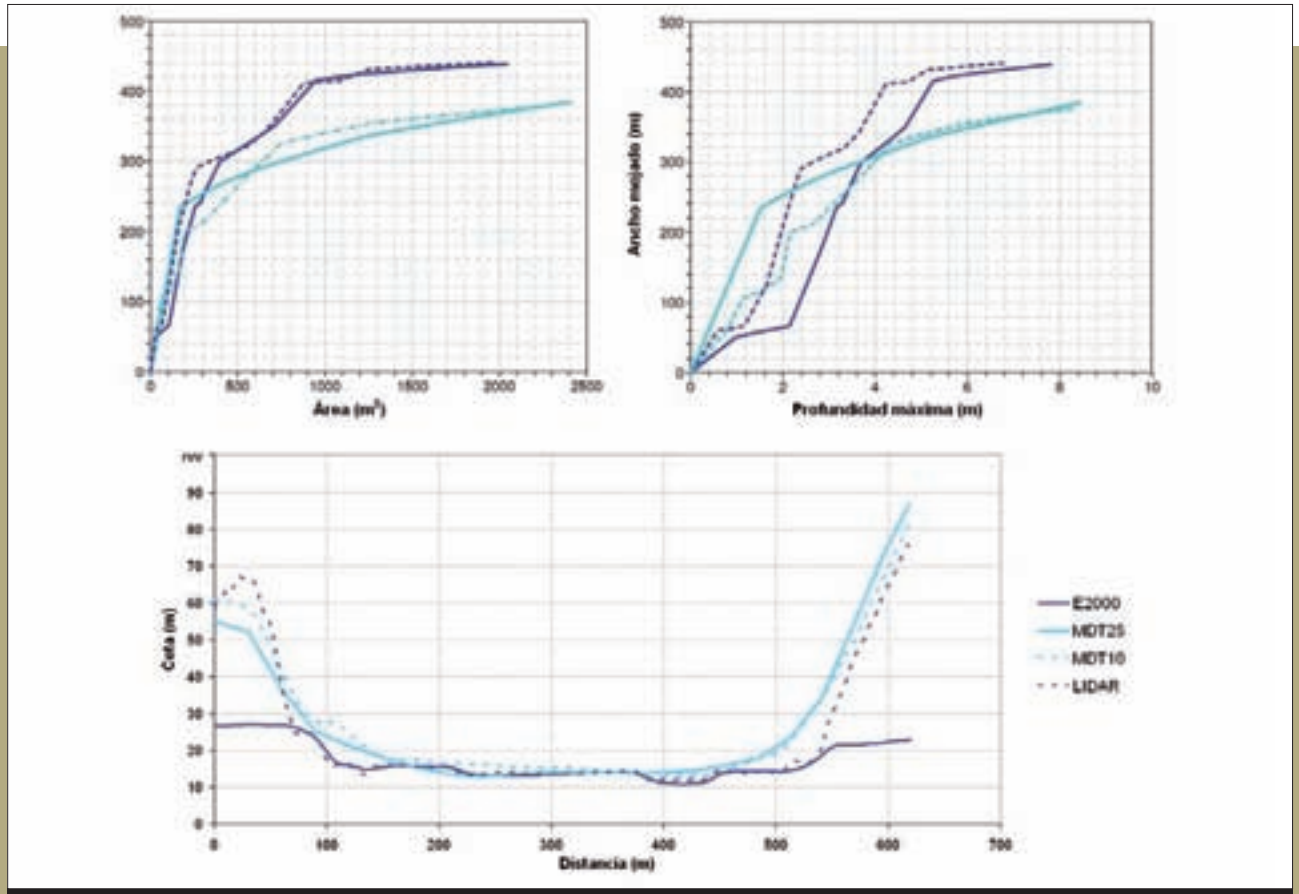


Figura 73. Curvas *B-A* (arriba izquierda) y *B-Z* (arriba derecha) de una sección obtenida a partir de distintas topografías (abajo).

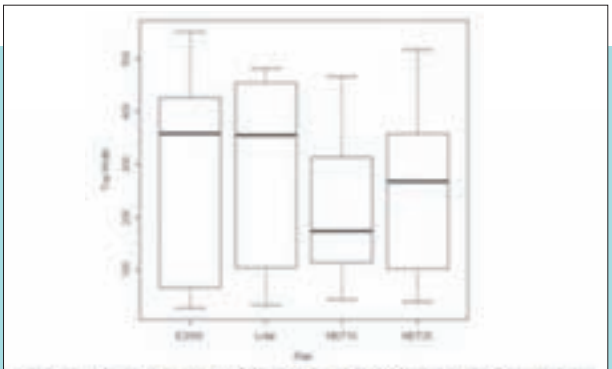
del tramo de modelización hidráulica. En concreto, se propone comparar la topografía detallada procedente del vuelo LIDAR con otras de menor detalle como los MDT de 10 y 25 m elaborados por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) para toda España, o con otros MDT o cartografías de mayor detalle de que se disponga. La definición de la topografía de la zona inundable de la sección tipo en cada tramo de propagación se realizará a partir del MDT o cartografía de mayor detalle disponible en ese tramo, con las correcciones que se estime necesario realizar según las conclusiones derivadas del análisis anterior.

- Obtención de las **curvas caudal de cauce lleno-profundidad del cauce (Q_c-d)** y **caudal de cauce lleno-anchura del cauce (Q_c-w)** para la definición del cauce en los subtramos de estudio.

  Para determinar las dimensiones principales de las secciones del cauce en cada tramo de propagación se pueden emplear los trabajos realizados por Leopold y Maddock (Leopold y Maddock, 1953), que permiten relacionar el ancho y el calado de la sección a lo largo del río con un determinado caudal característico, habitualmente el caudal de cauce lleno o caudal formador (ver Figura 75). Estas relaciones se establecen según las siguientes fórmulas de tipo potencial:

$$w = a\,Q_c^b \qquad d = c\,Q_c^f \qquad v = k\,Q_c^m$$

en las que Q_c es el caudal de cauce lleno, y w, d y v el ancho, la profundidad y la velocidad en el cauce para dicho caudal.



Topografía	Min	Perc25	Mediana	Media	Perc75	Máx
Esc. 1:2000	27,18	67,06	357,90	270,10	426,40	551,30
LIDAR	32,87	106,40	355,20	292,10	453,90	481,50
MDT 10m	44,20	114,50	173,90	211,80	313,70	465,90
MDT 25m	39,73	102,80	266,50	244,50	357,40	517,70

Figura 74. Estadísticos descriptivos del ancho de la zona inundable para distintas topografías.

Lo más atractivo de este método es que, según ha demostrado la experiencia, los exponentes no varían de forma considerable, pudiéndose tomar un valor medio para ríos de pendiente grande y otro para ríos de pequeña pendiente (S_0 < 2‰), según muestra la Tabla 18.

El objeto de la utilización de estas curvas es la obtención de un ancho y profundidad aproximados para el cauce en el tramo de propagación a partir del conocimiento detallado de las secciones del cauce en el tramo donde se va a realizar el estudio hidráulico, para lo que será necesario ajustar el coeficiente y el exponente de las curvas anteriores a partir de la topografía disponible en dicho tramo. Junto con los datos procedentes de estas topografías se puede utilizar otra información adicional como, por ejemplo, las curvas de gasto de aquellas estaciones de aforo en las que no se haya modificado la sección natural del río. En las secciones representativas de los tramos con información topográfica detallada habrá que obtener el caudal de cauce lleno, el ancho del cauce y su profundidad, lo que se identificará a partir de la geometría de cada sección y su curva *B-Z*, que dan una primera información sobre la anchura del cauce (w) y su profundidad (d). Para extrapolar la información sobre anchura y profundidad de la sección a otros tramos es necesario conocer la magnitud del caudal de desbordamiento a lo largo del río. Dado que dicho caudal se puede relacionar con la máxima crecida ordinaria (MCO) y que la magnitud de la MCO se conoce aproximadamente para todos los puntos de la red fluvial a partir de la información contenida en los mapas de caudales máximos, se puede utilizar la MCO para ajustar las ecuaciones. En el caso de que se verifique que la MCO no refleja adecuadamente el caudal de desbordamiento, se podría determinar, en la zona con información topográfica detallada, el caudal de desbordamiento mediante un cálculo en régimen permanente, asignándole un periodo de retorno a partir de la ley de frecuencia que proporciona el mapa de caudales máximos. Ese periodo de retorno estimado para el caudal de desbordamiento se puede utilizar para estimar dicho caudal en otros puntos del río. En caso de tener dudas sobre el calado de la sección correspondiente al cauce lleno, se puede realizar un cálculo del calado uniforme para un rango de caudales en torno al valor que se considera más aproximado al de cauce lleno, lo que permite decidir sobre el punto a escoger de cada sección a partir de la observación de las curvas que relacionan el caudal con el ancho y la profundidad de la sección. En principio, como valor cercano al de cauce lleno se puede tomar el de la MCO, considerando una serie de caudales que cubran, por ejemplo, el rango entre 0,5 y 1,5 veces la MCO.

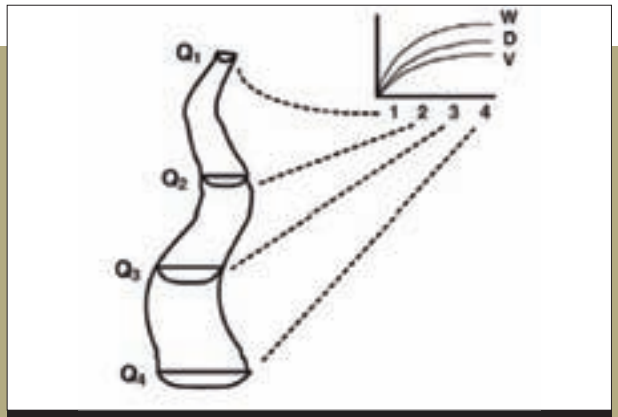


Figura 75. Geometría del cauce a lo largo de un tramo (fuente: Rosenfeld *et al.*, 2007).

Tabla 18. Valores de los exponentes de las curvas Q_c-d y Q_c-w y Q_c-v a lo largo de un tramo (Leopold y Maddock, 1953).

Exponente	Pendiente pequeña	Pendiente grande
b	0,5	0,5
f	0,25	0,4
m	0,25	0,1

El ajuste de las curvas Q_c-d y Q_c-w se puede realizar tomando como dato el exponente de la curva a ajustar (b, f), según la Tabla 18, y estimando el valor del coeficiente (a, c) por el método de los mínimos cuadrados a partir de la información procedente de todas las secciones seleccionadas. Las curvas tienen la forma general:

$$M = \lambda N$$

donde M puede ser el ancho (w) o la profundidad (d) según la curva que se está ajustando, λ es el coeficiente a o c que se debe estimar, y

$$N = Q_c^{\alpha}$$

donde α es el exponente b o f, según la curva considerada. Ajustando por mínimos cuadrados las curvas generales a un conjunto de n puntos formados por los pares $(M, Q_c^{\alpha})_i$, con $i = 1,\ldots,n$ se obtiene que el coeficiente λ tiene el valor:

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^{n} M_i N_i}{\sum_{i=1}^{n} N_i^2}$$

Con las curvas ajustadas, se deducen los valores del ancho y profundidad del cauce para el caudal correspondiente a cada tramo de propagación. Como sección aproximada del cauce se puede tomar

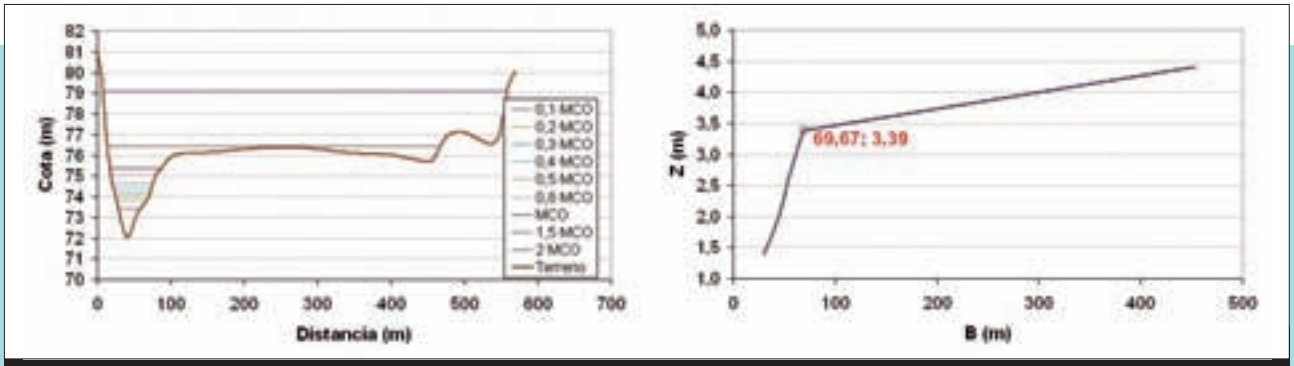


Figura 76. Sección del tramo de propagación y curva *B-Z* correspondiente.

una sección trapecial con la anchura y profundidad calculadas y con unos taludes similares a los existentes en las secciones del tramo donde se realizará la modelización hidráulica. La sección trapecial del cauce se completará con la información sobre la forma de la llanura de inundación, obtenida a partir de los MDT disponibles tal como se ha comentado anteriormente. Con este procedimiento se obtendría una geometría de la sección transversal representativa de cada tramo de propagación.

En la Figura 76 se muestra un ejemplo de obtención del caudal de desbordamiento, y del ancho y profundidad del cauce, para una sección determinada. En la sección se muestran los niveles de agua correspondientes a un rango de caudales expresados como fracciones de la máxima crecida ordinaria (MCO). Los niveles se han calculado para el régimen uniforme, indicándose con la línea naranja el nivel para la MCO estimada por métodos estadísticos, que prácticamente llena el cauce. El nivel inmediatamente superior es el que se obtiene para un valor de 1,5 veces la MCO, que ya desborda. La curva *B-Z* de la sección muestra un quiebro importante a la profundidad d = 3,39 m, a partir del cual se obtienen diferencias de anchura grandes para pequeñas variaciones de la profundidad. En la curva de la figura se muestra junto al título del eje horizontal el valor del ancho que corresponde a dicha profundidad, que es de w = 69,67 m.

En la Figura 77 se muestra la curva que relaciona el caudal con el ancho de la lámina para esta sección. En ella se pone de manifiesto la configuración de la sección, en la que se distinguen tres escalones: el primero es el que llena el cauce, el segundo es el rango de caudales que desborda el cauce y van llenando la zona más baja de la margen derecha, y por último, la rama correspondiente a los caudales altos que inundan completamente toda la sección. De esta forma se obtiene que el caudal que corresponde al ancho anterior (w) es de 389 m^3/s. Por último, se añade la curva de gasto de la sección, en donde se aprecia de una manera menos clara la distinción de los tres escalones de la curva *Q-B*, y en la que se verifica que el caudal de desbordamiento está por debajo de la cota 76 m, tal y como se muestra en la sección transversal de la figura. Con un aspa se señala el punto en donde la curva de gasto presenta el quiebro entre los caudales bajos y los altos, y que no corresponde en este caso al del cauce lleno, como quizá podría haberse deducido de la inspección únicamente de la curva de gasto. En resumen, para esta sección se tendrá: Q_c = 389 m^3/s, d = 3,39 m y w = 69,67 m.

Realizando este procedimiento para distintas secciones del tramo en las que se disponga de datos, se obtendrán los pares de puntos que permitirán el ajuste de las curvas Q_c-d y Q_c-w.

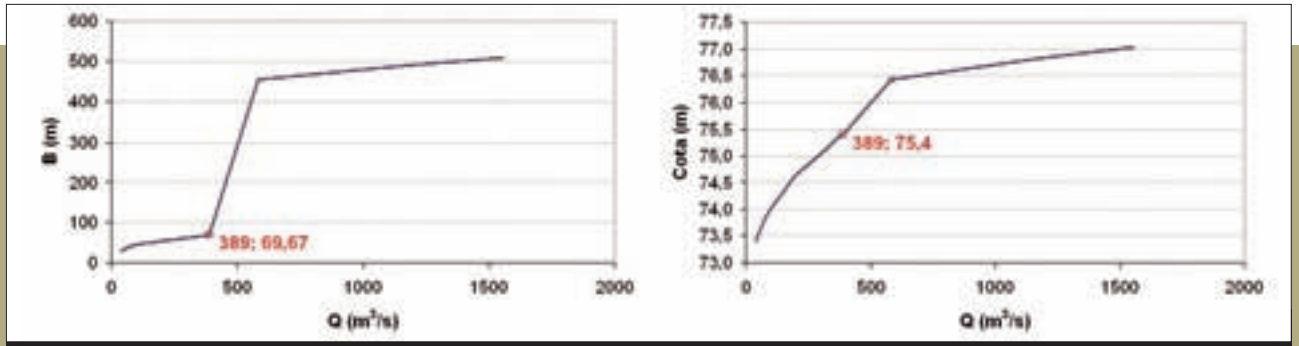


Figura 77. Curva *Q-B* y curva de gasto para la sección.

RECOMENDACIONES

Se recomienda emplear con carácter general el método de Muskingum-Cunge para el cálculo de los tramos de propagación del modelo, salvo que se pueda aplicar un método más exacto basado en la modelización hidráulica del tramo a partir de alguna de las formas aproximadas de las ecuaciones de Saint-Venant.

•

Para la aplicación del método de Muskingum-Cunge es necesario conocer la geometría de una sección representativa del tramo o subtramo de propagación.

•

La información topográfica correspondiente a la llanura de inundación se puede obtener de forma aproximada a partir de algunos de los MDT disponibles de forma general para toda España (con resolución de 25 m , 10 m, etc.), con las correcciones que se consideren necesarias a partir del contraste de dichas topografías con la procedente del LIDAR en el tramo de modelización hidráulica.

•

La geometría de la sección del cauce se puede obtener de forma aproximada extrapolando la información sobre las secciones transversales del tramo donde se realizará el estudio hidráulico mediante las ecuaciones propuestas por Leopold y Maddock, las cuales relacionan la anchura y profundidad del cauce con el caudal de desbordamiento. Los taludes de la sección se pueden tomar iguales a los del tramo con información.

•

El caudal de desbordamiento se puede tomar igual a la MCO, la cual se conoce en toda la red fluvial a partir del mapa de caudales máximos. En aquellos casos en que la MCO no refleje correctamente el caudal de desbordamiento del tramo, se puede determinar dicho caudal a partir del estudio hidráulico de las secciones conocidas.

3.6.2. Calibración del modelo

Como se ha expuesto anteriormente, tanto el procedimiento matemático que se elija para la función producción como para la función distribución, dependerá de unos parámetros cuyo valor será en principio desconocido. El valor de esos parámetros debe ser elegido de tal forma que el modelo reproduzca lo más fielmente posible el comportamiento real de la cuenca en estudio. Dado que el modelo hidrometeorológico se está empleando para calcular hidrogramas de crecida correspondientes a determinados periodos de retorno, es decir, con un carácter estadístico, la calibración del modelo también deberá tener un carácter estadístico. En consecuencia, el valor de los parámetros deberá elegirse de tal manera que el modelo sea capaz de reproducir las leyes de frecuencia de caudales punta y volúmenes de avenida a partir de las tormentas de cálculo sintéticas que se introduzcan en el mismo, de tal forma que los hidrogramas obtenidos a partir del modelo, para un determinado periodo de retorno, tengan un volumen y un caudal punta iguales a los correspondientes cuantiles de ese periodo de retorno.
En el caso de emplear como función producción el método del número de curva del SCS, y como función distribución el hidrograma unitario distribuido de Clark, los parámetros a calibrar serán el umbral de escorrentía (P_0), el tiempo de viaje de la cuenca (T_v) y el parámetro del embalse lineal del modelo de Clark (K). Para estimar estos parámetros se han proporcionado anteriormente fórmulas y procedimientos, pero esas estimaciones iniciales deben ser consideradas únicamente como valores de partida, a partir de los cuales determinar los valores de calibración, y no como valores definitivos. La utilidad de partir de una primera estimación de todos los parámetros con un criterio homogéneo es que permite extrapolar los resultados de la calibración en unos puntos determinados a otros en los que no se disponga de información foronómica con la que calibrar.

3.6.2.1. Calibración de la función producción

La función producción determina qué parte de la precipitación que cae en cada instante sobre la cuenca genera escorrentía directa, dando lugar a la crecida, y qué parte se infiltra y no forma parte de la misma, es decir, permite determinar el hietograma neto.

Si se calcula la precipitación total del hietograma neto y se multiplica por la superficie de la cuenca vertiente al punto de cálculo, se podrá determinar el volumen total de agua que genera la avenida, es decir el volumen del hidrograma. Por tanto, la función producción determina esencialmente el volumen de agua que formará la avenida. Ese volumen deberá ser igual al cuantil de volumen para que el hidrograma resultante tenga la representatividad estadística que se desea.

De esta forma, se deberá ajustar el parámetro del método matemático elegido como función producción, el P_0 en el caso de trabajar con el método del número de curva, para que el volumen de escorrentía directa que se obtenga mediante aplicación del modelo, para cada uno de los periodos de retorno, coincida lo mejor posible con los cuantiles de volumen en cada uno de los puntos de calibración.

La calibración se realizará para cada una de las estaciones de aforo o embalses seleccionados que estén ubicados en la cuenca vertiente al tramo de estudio. En ocasiones, si existen pocos puntos de calibración en la cuenca de estudio y se cuenta con algún punto aforado aguas abajo del tramo de estudio, en el propio río principal o en algún afluente próximo que confluya aguas abajo, podría ser conveniente ampliar el ámbito del modelo para aprovecharlos como puntos de calibración.

Se recomienda realizar la calibración mediante la obtención de un coeficiente corrector (β) que al multiplicar el valor del P_0 correspondiente a las condiciones medias de humedad lo transforme en el valor calibrado:

$$P_0^{cal} = P_0 \cdot \beta$$

La obtención de estos coeficientes correctores (β) permite extrapolar fácilmente el resultado de la calibración a otras cuencas no aforadas que, por tanto, no se pueden calibrar a partir de los datos de aforo. En el caso de emplear el modelo HEC-HMS mediante la aplicación del método del número de curva distribuido, se puede imponer fácilmente este coeficiente corrector haciendo uso de la opción "Factor" (ver Figura 78).

El procedimiento de calibración propuesto será, por tanto, el siguiente:

- Determinación de las subcuencas del modelo donde se va a realizar la calibración: aquellas vertientes a una estación de aforo o embalse seleccionado (Figura 79).
- Representación gráfica de la ley de frecuencia de volúmenes de avenida calculada según las recomendaciones expuestas en el apartado 3.3.4. (preferentemente en papel de probabilidad Gumbel).

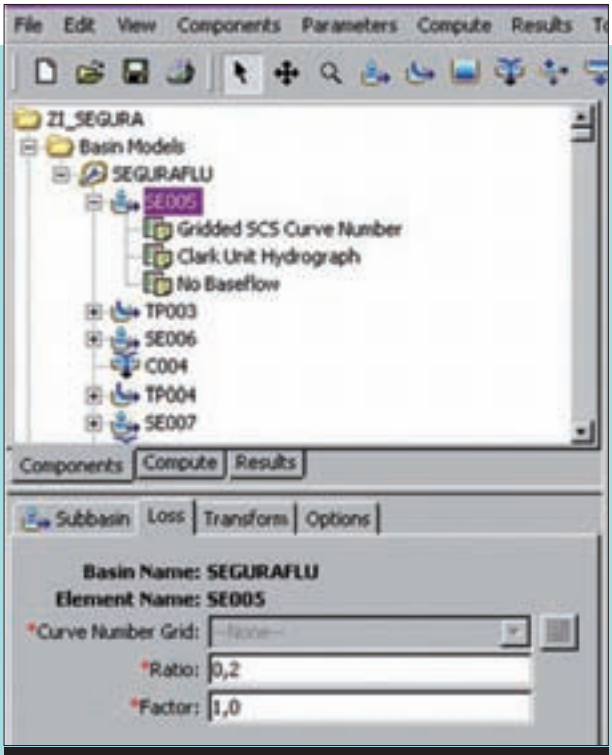


Figura 78. Menú del modelo HEC-HMS en el que se puede imponer un coeficiente corrector multiplicativo a los valores de P_0.

- Simulación de estas cuencas para cada uno de los periodos de retorno considerados en el trabajo con los valores de P_0 correspondientes a las condiciones medias de humedad antecedente y representación gráfica de la ley de frecuencia obtenida mediante simulación junto con la real. Se tendrá en cuenta que el valor del factor corrector

Figura 79. Subcuencas seleccionadas para la calibración en el modelo hidrológico del río Narcea.

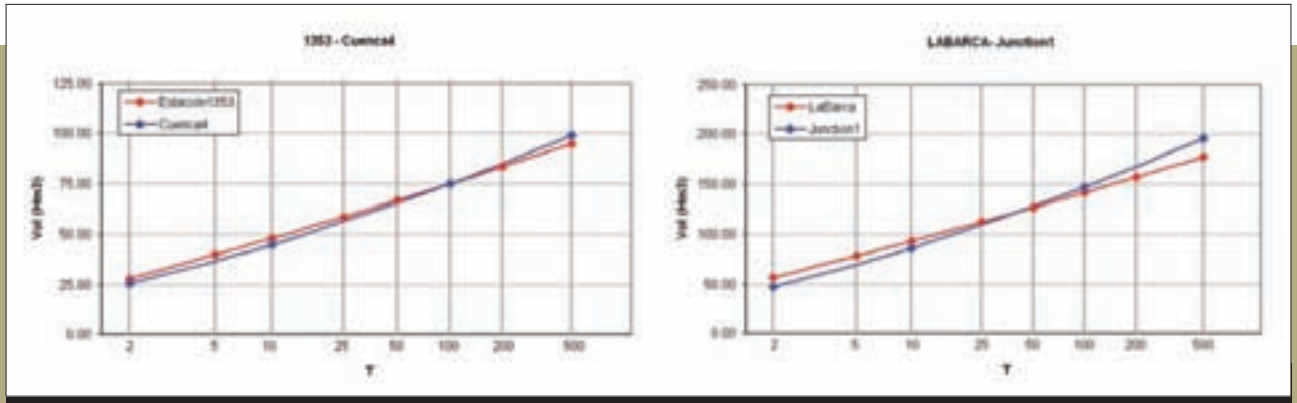


Figura 80. Contraste entre las leyes de frecuencia de volúmenes de avenida reales y las obtenidas mediante calibración del modelo, para los puntos de calibración en la estación 1353 y en el embalse de La Barca en la cuenca del Narcea.

por área (ARF) a emplear será el correspondiente al tamaño de la cuenca vertiente a la estación de aforo donde se está calibrando.

- Si la ley de frecuencia simulada queda en el gráfico por debajo de la ley de frecuencia real, significa que el P_0 en condiciones medias de humedad antecedente es mayor que el de calibración, por lo que habrá que tantear con valores del umbral de escorrentía inferiores obtenidos mediante multiplicación del P_0 por coeficientes correctores inferiores a la unidad. Si la ley de frecuencia simulada queda por encima, el coeficiente corrector deberá ser mayor que la unidad.
- Las distintas leyes de frecuencia obtenidas por simulación a partir de distintos valores del coeficiente corrector se representarán junto a la ley de frecuencia real con el objeto de determinar el valor que proporciona un mejor ajuste general entre ambas leyes de frecuencia (Figura 80).

Una vez obtenidos los coeficientes correctores en las cuencas de calibración, se procederá a asignar unos coeficientes correctores al resto de subcuencas del modelo con el siguiente criterio:

- A las subcuencas donde se haya realizado calibración se les asignará el coeficiente obtenido en dicho proceso.
- A las subcuencas no calibradas directamente a partir de datos de aforos se les asignará un coeficiente corrector a partir de los valores obtenidos en las cuencas calibradas. En este proceso se tendrá en cuenta la similitud hidrológica de las cuencas: fisiografía, precipitaciones y, sobre todo, sus características de infiltración (características edafológicas y de usos del suelo), así como la proximidad geográfica.

3.6.2.2. Calibración de la función distribución

La función distribución determina la distribución temporal en el punto de desagüe de la cuenca del volumen de escorrentía directa calculado mediante la función producción, y cuya entrada a lo largo del tiempo en la cuenca se conoce a través del hietograma neto, es decir, determina la evolución del caudal de avenida a lo largo del tiempo en el río, el hidrograma de la avenida.

Diferentes distribuciones del volumen de escorrentía directa a lo largo del tiempo darán lugar a distintos caudales punta en el hidrograma y distintos tiempos de base del mismo. Cuanto mayor sea el tiempo de base, más distribuido estará el volumen en el tiempo y menor será por tanto el caudal punta. Por el contrario, cuanto menor sea el tiempo de base, más concentrado estará el volumen y mayor será el caudal punta del hidrograma. Por tanto, la función distribución determinará el caudal punta del hidrograma de avenida. En el caso de utilizar el hidrograma unitario de Clark, el parámetro K determina el grado de laminación en la cuenca y, por tanto, si el volumen está más o menos distribuido en el tiempo. En consecuencia, determina la magnitud del caudal punta. Ese caudal punta deberá ser igual al cuantil de caudal obtenido en los puntos aforados, para que el hidrograma resultante tenga la representatividad estadística que se desea.

De esta forma, se deberán ajustar los parámetros del método matemático elegido como función distribución, el tiempo de viaje (T_v) y el factor de laminación (K) en el caso de trabajar con el hidrograma unitario distribuido de Clark, para que el caudal punta que se obtenga mediante la aplicación del modelo, para cada uno de los periodos de retorno, coincida lo mejor posible con los cuantiles de caudal en cada uno de los puntos de calibración. Se recomienda realizar

una primera estimación de los valores de T_v y K empleando las fórmulas propuestas en el apartado 3.6.1.4., para cuya aplicación se recomienda que el tiempo de concentración se calcule mediante la fórmula de Témez:

$$T_v = 0,64 \cdot T_c \qquad \frac{K}{T_v + K} = 0,25$$

Obviamente, la calibración se realizará para las mismas estaciones de aforo o embalses para los que se haya realizado la calibración de la función producción. En general, se recomienda realizar la calibración únicamente sobre el parámetro K, adoptando para el tiempo de viaje el valor obtenido mediante la fórmula anterior. No obstante, en ocasiones, una vez realizada la calibración del parámetro K puede ser conveniente realizar pequeñas modificaciones sobre el tiempo de viaje para ajustar mejor los hidrogramas.

Se recomienda realizar la calibración del parámetro K a través de la relación entre dicho parámetro y el tiempo de viaje, que será igual a un determinado coeficiente α que, en general, será diferente de 0,25. La obtención de ese coeficiente permite extrapolar fácilmente los resultados de calibración obtenidos en las cuencas aforadas a aquellas en las que no se dispone de datos de aforos.

$$\frac{K}{T_v + K} = \alpha$$

Para distintos valores del coeficiente α se obtendrá el valor correspondiente de K, teniendo en cuenta el valor considerado para el tiempo de viaje. En el caso de emplear el modelo HEC-HMS mediante la aplicación del hidrograma unitario de Clark distribuido, se fijará el valor de K a través del menú de la Figura 81.

El procedimiento de calibración propuesto será el siguiente:

- Representación gráfica de la ley de frecuencia de caudales de avenida calculada según las recomendaciones expuestas en el apartado 3.3.4. (preferentemente en papel de probabilidad Gumbel) para cada una de las estaciones de aforo o embalses utilizados en la calibración del modelo.
- Simulación de estas cuencas para cada uno de los periodos de retorno considerados en el trabajo con los valores de P_0 calibrados según lo expuesto en el apartado anterior, y con los valores de T_v y

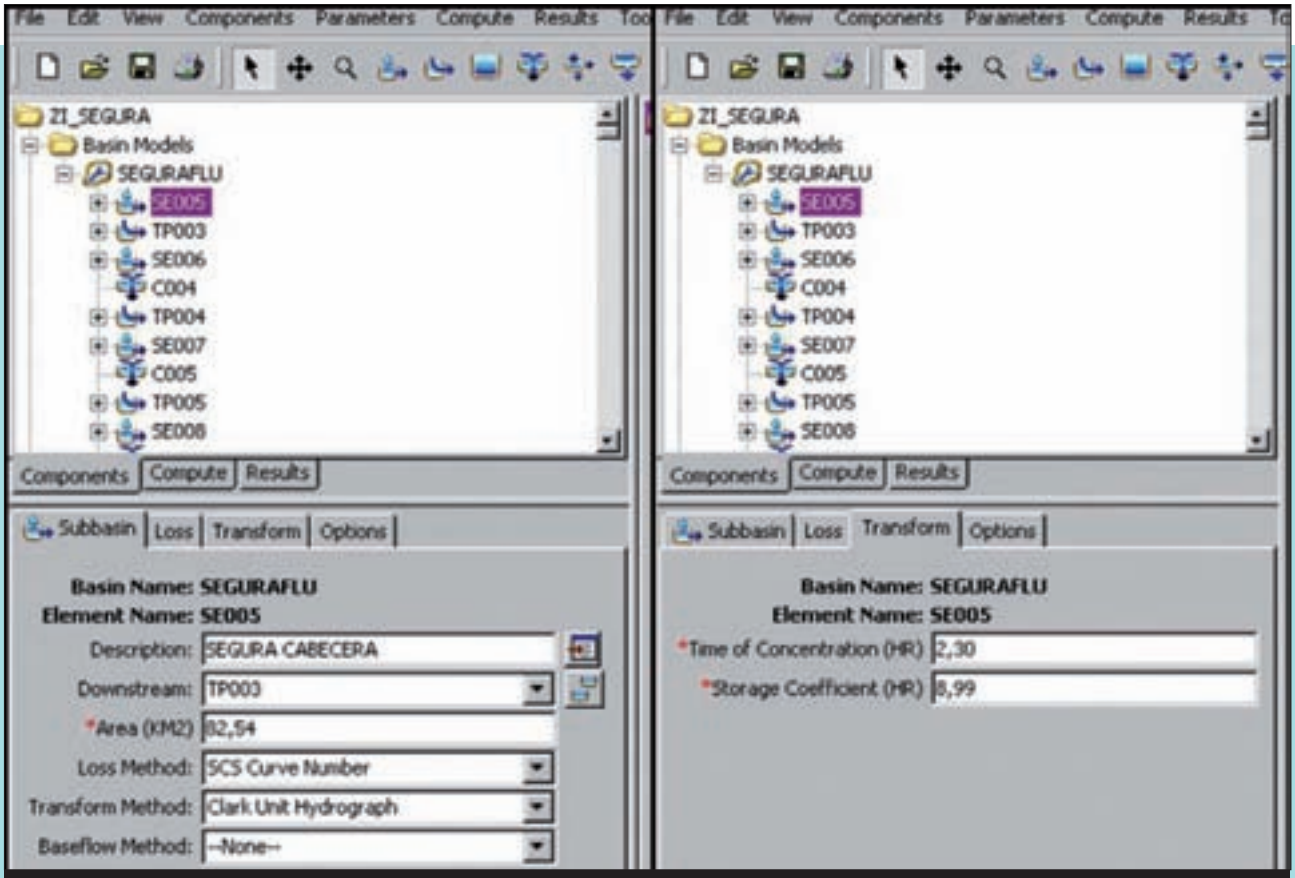


Figura 81. Menú del modelo HEC-HMS en el que se puede especificar el valor del parámetro K.

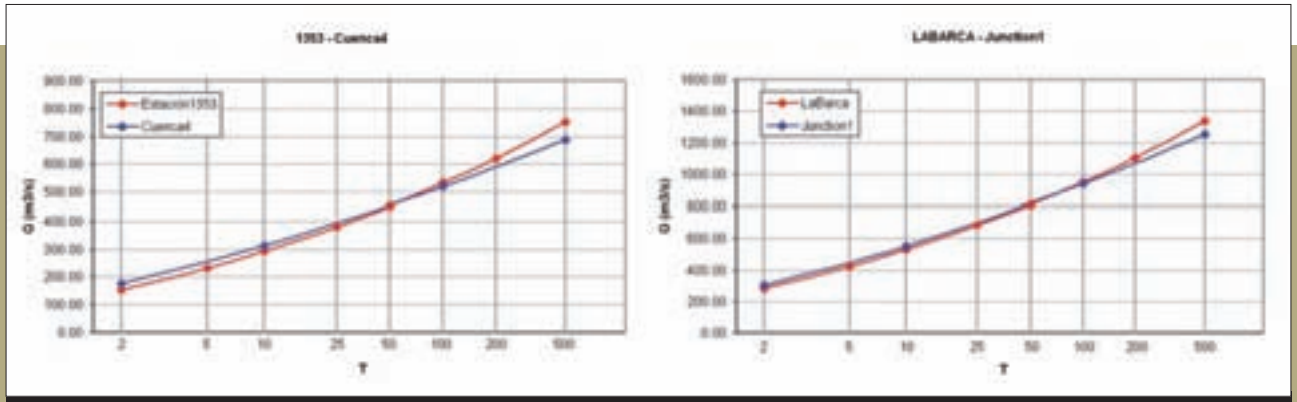


Figura 82. Contraste entre las leyes de frecuencia de caudales de avenida reales y las obtenidas mediante calibración del modelo, para los puntos de calibración en la estación 1353 y en el embalse de La Barca en la cuenca del Narcea.

K estimados inicialmente a partir de las fórmulas propuestas.

- Representación gráfica de la ley de frecuencia de caudales punta obtenida mediante simulación junto con la real. Al igual que antes, se tendrá en cuenta que el valor del factor corrector por área (ARF) a emplear será el correspondiente al tamaño de la cuenca vertiente a la estación de aforo donde se está calibrando.
- Si la ley de frecuencia simulada queda en el gráfico por debajo de la ley de frecuencia real, significa que el coeficiente α debe ser menor que el valor de 0,25 inicialmente propuesto, por lo que habrá que tantear con valores menores de dicho coeficiente. En el caso de que quede por encima, el valor de α deberá ser mayor que 0,25.
- Las distintas leyes de frecuencia obtenidas por simulación a partir de los distintos valores del coeficiente α considerados se representarán junto a la ley de frecuencia real con el objeto de determinar el valor que proporciona un mejor ajuste general entre ambas leyes de frecuencia (Figura 82).

En la Tabla 19 se indican los valores obtenidos para los coeficientes α y β en los tres puntos de calibración considerados en la cuenca del Narcea.

Tabla 19. Coeficientes de calibración obtenidos para el modelo de la cuenca del Narcea.

Estación	β	α
1353	0,7	0,6
1358	0,5	0,7
La Barca	0,2	0,7

En la Figura 83 se muestran las modificaciones que se generan en el hidrograma de avenida (correspondiente al embalse de La Barca) al realizar el ajuste o calibración de los parámetros P_0 y K. Al corregir el volumen de avenida en el hidrograma mediante el ajuste del P_0 se incrementa el volumen del hidrograma aumentando en consecuencia su caudal punta y su tiempo de base. Posteriormente, al ajustar el valor de K se reduce el caudal punta del hidrograma aumentando, lógicamente, el intervalo de tiempo en el que se distribuye el volumen y, por tanto, el tiempo de base del hidrograma.

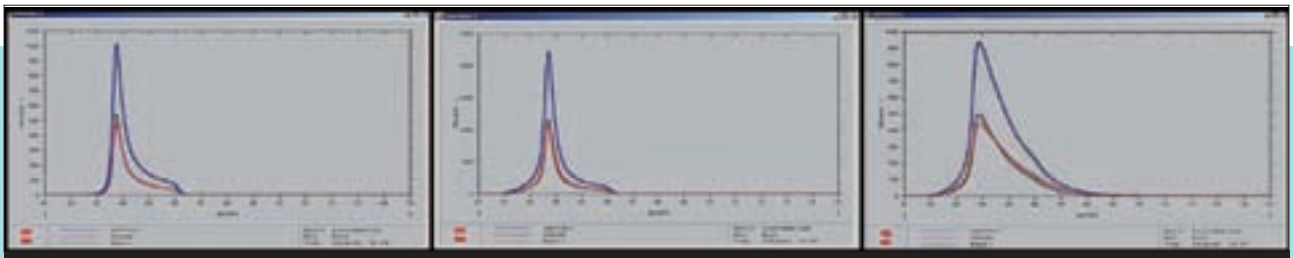


Figura 83. Modificación del hidrograma en un punto de cálculo durante el proceso de calibración.

RECOMENDACIONES

Se debe calibrar el modelo hidrológico ajustando el valor de sus parámetros de tal forma que el modelo sea capaz de reproducir las leyes de frecuencia de caudales punta y volúmenes de avenida a partir de las tormentas de cálculo sintéticas correspondientes a los diferentes periodos de retorno.

•

Los parámetros de la función producción se determinarán para ajustar los cuantiles de volumen máximo. En el caso de utilizar el método del número de curva, se determinará el valor del umbral de escorrentía (P_0) mediante un coeficiente multiplicativo (β) que facilitará la extrapolación de los resultados de la calibración a otras cuencas:

$$P_0^{cal} = P_0 \cdot \beta$$

•

Los parámetros de la función distribución se determinarán para ajustar los cuantiles de caudal máximo, una vez calibrada la función producción. En el caso de utilizar el hidrograma unitario distribuido de Clark la calibración se realizará fundamentalmente ajustando el factor de laminación K. Se recomienda realizar la calibración a través de un coeficiente (α), que facilitará la extrapolación de los resultados de la calibración a otras cuencas, y que corresponde a la siguiente expresión:

$$\frac{K}{T_v + K} = \alpha$$

3.7

Cálculo de los hidrogramas de crecida en régimen natural en cuencas de gran tamaño

Como se comentó anteriormente, el uso de los modelos hidrometeorológicos para realizar el cálculo de los hidrogramas de avenida en aquellos puntos no aforados a partir de la calibración del modelo en los puntos aforados, sólo puede emplearse en cuencas con un tamaño no excesivamente grande, dado que en su construcción se asumen una serie de hipótesis (principalmente la simultaneidad de precipitaciones en todos los puntos de la cuenca correspondientes a un mismo periodo de retorno y con idéntica distribución temporal) que no son asumibles en cuencas de gran tamaño debido a la complejidad que puede tener la distribución espacio-temporal de la lluvia en esas cuencas.

En general, se recomienda aplicar este tipo de modelos a cuencas con un tamaño máximo inferior a 5.000 km^2 aunque, como se dijo anteriormente, dependiendo de la variabilidad espacial y temporal de la precipitación propia de la zona, dicho límite podría ser notablemente inferior. Cuando sea necesario calcular los hidrogramas de avenida en cuencas con un tamaño próximo a los 10.000 km^2, o de varias decenas de miles de km^2, se deberá recurrir a otro tipo de aproximaciones.

Para el cálculo de los cuantiles en estas cuencas se puede aprovechar la existencia de correlaciones estadísticas entre los cuantiles de caudal con determinadas variables físicas que intervienen en la generación de los caudales, como el área de la cuenca, los cuantiles de precipitación máxima, las características de infiltración y fisiográficas de la cuenca, etc. Las frecuencias de los cuantiles de caudal de avenida, y de otras características hidrológicas de las cuencas, están aproximadamente descritas según una distribución log-normal, por lo que las transformaciones logarítmicas de las variables son necesarias para linealizar la relación entre las variables explicativas y la variable dependiente.

Los puntos con grandes cuencas vertientes serán en general los ejes principales de los grandes ríos. En estos casos, entre las distintas estaciones situadas unas aguas abajo de otras, el valor de variables como la precipitación, las características de los suelos, la morfología de la cuenca, etc. no varían prácticamente de unas estaciones a otras siendo, por tanto, el área

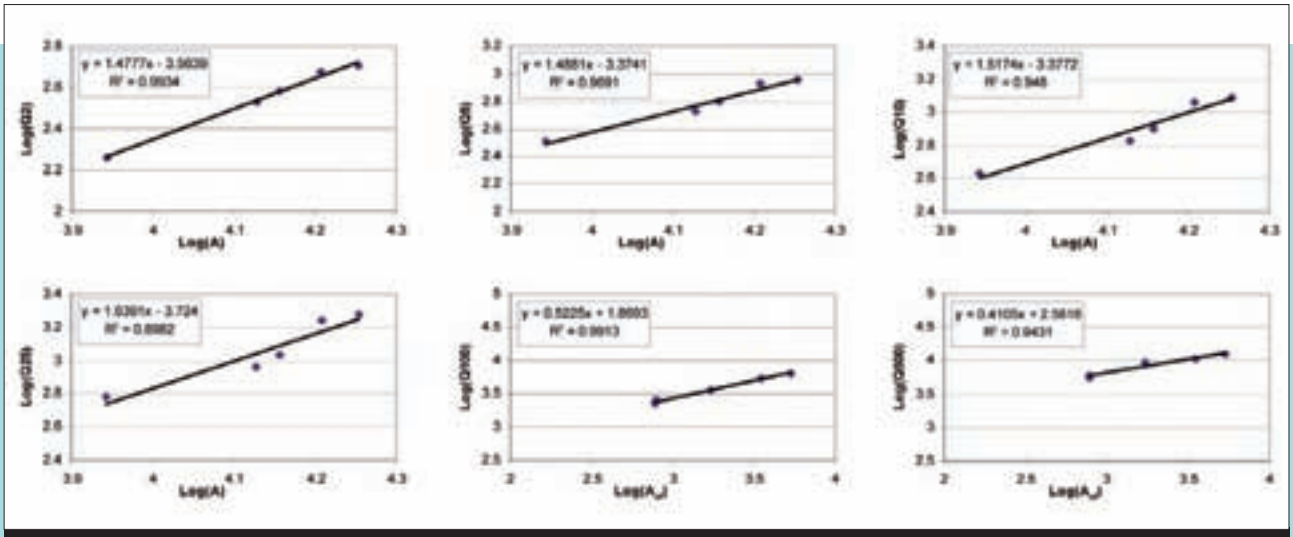


Figura 84. Relaciones logarítmicas entre los cuantiles de caudal punta y la superficie de la cuenca vertiente a lo largo del río Júcar.

la variable que marca la diferencia entre las distintas cuencas y, por tanto, la que explica en mayor medida la variación del caudal y del volumen. Para realizar una estimación sencilla en esos casos se recomienda, por tanto, emplear una ecuación de regresión lineal entre los logaritmos de los cuantiles (tanto de caudal como de volumen) y los de la superficie de cuenca vertiente a las distintas estaciones.

En consecuencia, el establecimiento de relaciones sencillas entre los cuantiles y el área de la cuenca vertiente suele ser suficiente en la mayoría de los casos para resolver el problema y permitir realizar una interpolación suficientemente aproximada en aquellos puntos en los que no se cuente con información sobre aforos.

Para construir el hidrograma de avenida, una vez conocido el caudal punta y el volumen que tendría que tener el mismo, y que lógicamente será igual al de los cuantiles de caudal y volumen estimados para ese punto, se pueden emplear hidrogramas de avenidas históricas registradas en estaciones de aforo próximas. Se recomienda emplear los hidrogramas correspondientes a las mayores avenidas, pues serán más representativos de los periodos de retorno más altos, que será en los que generalmente se estará más interesado. La información sobre estos hidrogramas se puede localizar en las distintas Confederaciones Hidrográficas.

A modo de ejemplo se expone el ajuste del hidrograma de avenida correspondiente a un periodo de retorno de 100 años en el punto del río Júcar correspondiente a la ubicación de la presa de Tous. En las Figuras 84 y 85 se muestran las relaciones entre los logaritmos de los cuantiles de caudal y volumen y los logaritmos del área de la cuenca vertiente, a lo largo de dicho río, entre Cofrentes y Huerto Mulet. Se observa cómo la relación

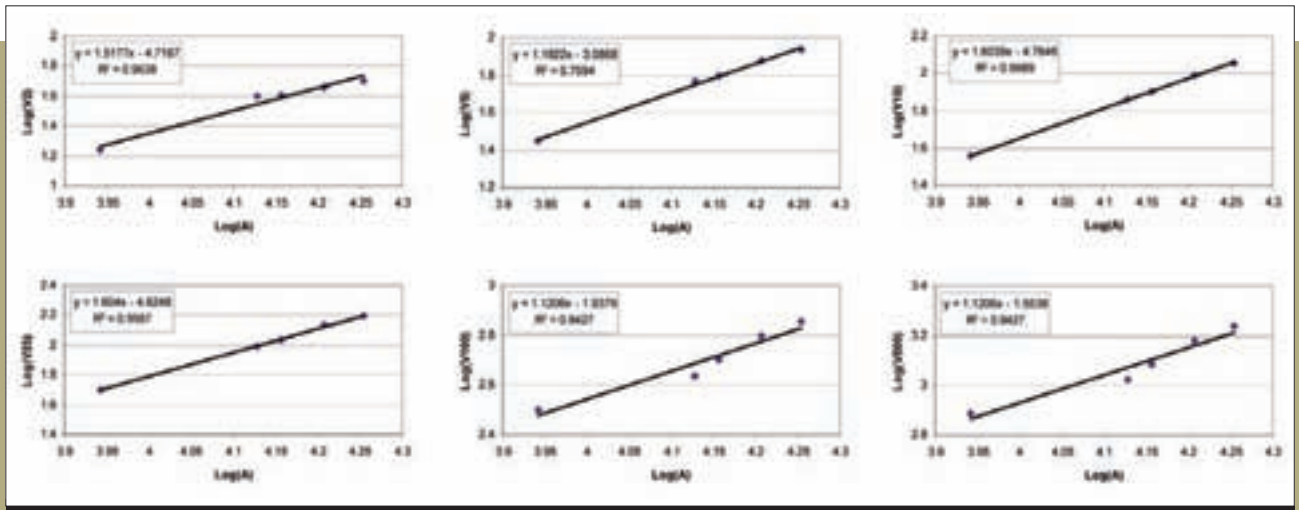


Figura 85. Relaciones logarítmicas entre los cuantiles de volumen y la superficie de la cuenca vertiente a lo largo del río Júcar.

es efectivamente muy próxima a la lineal con coeficientes de correlación muy elevados. Puesto que los cuantiles de caudal punta correspondientes a periodos de retorno más elevados (100 y 500 años) vienen condicionados por los episodios de lluvias intensas de carácter convectivo, se ha decidido establecer en estos casos la correlación con el área vertiente en la que se producen este tipo de precipitaciones (que se ha denominado área efectiva), en lugar de con el área total de la cuenca, lo que permite obtener mejores ajustes. Esta corrección no es necesaria, sin embargo, en el caso de los caudales punta de bajo periodo de retorno, ni en el caso de los cuantiles de volumen, los cuales pueden venir también condicionados por otro tipo de fenómenos meteorológicos que afectan a toda la cuenca vertiente.

Para el ajuste del hidrograma se ha partido del hidrograma de la crecida ocurrida en el año 1982 (Figura 86). El proceso de ajuste ha consistido en reescalar el hidrograma para que tanto su caudal punta como su volumen coincidan con los cuantiles de caudal y volumen correspondientes al periodo de retorno considerado (3.584 m^3/s el caudal punta y 503,5 hm^3 el volumen). En primer lugar, se multiplica la escala vertical del hidrograma para ajustar el caudal punta. El factor de escala por el que hay que multiplicar viene dado por la siguiente relación:

$$R_V = \frac{Q_P^{cuantil}}{Q_P^{hidrograma}}$$

Una vez reescalado el hidrograma para ajustar el caudal punta, se procede a ajustar el volumen mediante el reescalado del eje horizontal. Para ello es necesario calcular previamente el volumen del hidrograma resultante del ajuste del caudal punta ($V^{hidrograma}$). A partir de ese dato, el factor de escala por el que hay que multiplicar el eje horizontal viene dado por la siguiente relación:

$$R_H = \frac{V^{cuantil}}{V^{hidrograma}}$$

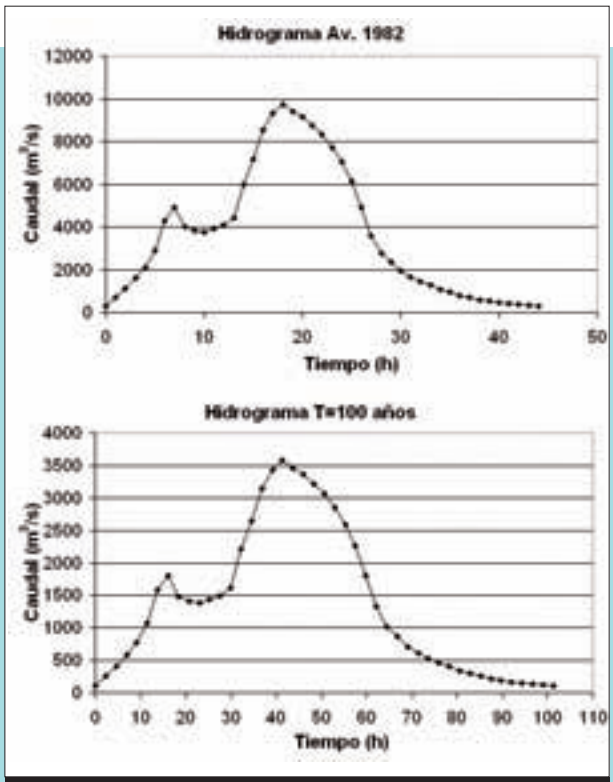


Figura 86. Modificación del hidrograma histórico para adaptarlo a los cuantiles de caudal y volumen de 100 años de periodo de retorno en el río Júcar.

RECOMENDACIONES

Se recomienda emplear los modelos hidrometeorológicos en cuencas con un tamaño máximo inferior a 5.000 km². Cuando sea necesario calcular los hidrogramas de avenida en cuencas con un tamaño próximo a los 10.000 km², o de varias decenas de miles de km², se deberá recurrir a otro tipo de aproximaciones.

Para realizar una estimación sencilla en cuencas de gran tamaño, se recomienda emplear una ecuación de regresión lineal entre los logaritmos de los cuantiles (tanto de caudal como de volumen) y los de la superficie de cuenca vertiente a los distintos puntos.

Para construir el hidrograma de avenida, una vez conocido el caudal punta y el volumen que tendría que tener el mismo, se pueden emplear hidrogramas de avenidas históricas registradas en estaciones de aforo próximas, reescalándolos para que tengan el caudal punta y el volumen deseado.

3.8

Cálculo de caudales en régimen alterado

El cálculo de los cuantiles de caudal máximo mediante un modelo hidrometeorológico de evento implica la asignación de probabilidades a los caudales punta simulados a partir de la tormenta de diseño. Ésta es una cuestión compleja no resuelta aún en la actualidad. La hipótesis clásica, consistente en que la tormenta de un cierto nivel de probabilidad, asignada en función de la magnitud de su precipitación total areal, genera un caudal punta de la misma probabilidad, es incierta, y sólo es asumible en cuencas de tamaño moderado en las que pueda considerarse que la lluvia se produce simultáneamente en todos los puntos de la cuenca con una misma intensidad relativa, requiriéndose, en cualquier caso, la introducción de determinados factores correctores y una adecuada calibración del modelo.

En ese tipo de cuencas, una vez construido y calibrado el modelo hidrológico, se puede utilizar ese mismo modelo para obtener los caudales en régimen alterado como consecuencia de la presencia de embalses en la cuenca. Dicha laminación puede calcularse dentro del propio modelo hidrológico, incorporando los embalses en el mismo (por ejemplo, el modelo HEC-HMS dispone de herramientas para hacer esto) o calcularse mediante el empleo de otro programa, introduciendo posteriormente en el modelo hidrológico el hidrograma resultante de la laminación, y calculando su propagación y combinación con otros hidrogramas aguas abajo para determinar los caudales en el punto de cálculo.

En el caso de grandes cuencas, o en el de cuencas en las que la distribución espacial y temporal de la lluvia no puede tratarse de forma simplificada, el cálculo de los caudales alterados puede ser muy complejo debido a la incertidumbre existente en cuanto a la forma en que se va a producir la combinación del hidrograma vertido por un embalse determinado con los hidrogramas generados por otras subcuencas o laminados en otros embalses, debido al desfase que el paso por los embalses introduce en los mismos (ver ejemplo en el anejo III). Dicha circunstancia dependerá principalmente de la distribución espacial y temporal de la precipitación en cada tormenta, cuya modelización puede ser muy compleja, y que, además, puede producirse de forma muy variable entre unos episodios y otros. También será determinante la gestión que se realice en cada embalse, así como la coordinación de la gestión de los distintos embalses existentes en la cuenca.

En estos casos la simulación de un conjunto amplio de hidrogramas de crecida es la única vía posible para determinar la modificación de los cuantiles de caudal máximo aguas abajo de una presa.

Una posibilidad para obtener este conjunto de hidrogramas es la simulación de tormentas históricas mediante el modelo hidrológico. Los parámetros del modelo deben calibrarse contrastando los caudales generados por el modelo, para cada tormenta, con los registrados en las estaciones de aforos. Una vez calibrado el modelo, se realiza de nuevo la simulación del conjunto de tormentas, pero introduciendo esta vez en el modelo la presa o presas existentes. Se debe realizar la simulación de todas aquellas tormentas de cierta importancia ocurridas a lo largo de cada año. La selección del máximo caudal de cada año generado por el modelo en el punto de estudio permite obtener una serie de caudales máximos anuales, cuyo tratamiento mediante las técnicas estadísticas habituales proporcionará los cuantiles de caudal máximo en situación alterada. Lógicamente, se debe disponer de información sobre las tormentas de un número de años suficiente para que el mencionado tratamiento estadístico pueda llevarse a cabo.

Este planteamiento presenta el inconveniente de que habitualmente la información meteorológica disponible no es suficiente para conocer con detalle el campo de precipitaciones a lo largo de la tormenta. Es frecuente disponer únicamente de datos de precipitación diaria en determinados puntos de la cuenca, siendo muy escasos los puntos en los que se dispone una mayor desagregación temporal, en mayor medida cuanto más antigua sea la información.

Otra posibilidad es la generación de tormentas sintéticas mediante modelos estocásticos de precipitaciones. Estos modelos permiten generar eventos con una estructura espacio temporal similar a la de las tormentas reales. Si el modelo estocástico empleado tiene en cuenta la probabilidad de ocurrencia de los eventos de tormenta a lo largo del año, puede procederse de manera similar a la expuesta anteriormente para el caso de las tormentas históricas, seleccionando los máximos caudales de cada año y procediendo posteriormente a su tratamiento estadístico para determinar los cuantiles. En el caso de que el modelo estocástico genere eventos aislados, sin tener en cuenta su probabilidad de ocurrencia anual, no se podrá obtener una serie de caudales máximos anuales.

El inconveniente de esta opción es la gran complejidad de los modelos de generación estocástica de precipitaciones, los cuales se encuentran aún en gran medida en fase de investigación. Lógicamente, tanto la simulación de tormentas históricas como la de episodios generados sintéticamente, requiere la utilización de modelos hidrológicos distribuidos.

Es muy importante, a la hora de calcular el hidrograma laminado en un embalse determinado, adoptar unas hipótesis adecuadas en cuanto a nivel inicial en el

embalse y criterios de gestión de los órganos de desagüe. En primer lugar, si el embalse en cuestión dispone de normas de explotación redactadas y en aplicación, las condiciones de cálculo, en cuanto a resguardos existentes inicialmente y caudales vertidos en función de la situación en que se encuentre el embalse y de los caudales entrantes, se tomará de dichas normas. En el caso de que las normas no estén redactadas, se deberán adoptar unas hipótesis de cálculo suficientemente conservadoras.

En general, se recomienda considerar que el embalse se encuentra en su máximo nivel normal de explotación en el instante en que llega la avenida. En el caso de que los aliviaderos dispongan de compuertas, se recomienda adoptar un criterio de gestión consistente en ir abriendo las compuertas, según llega la avenida, de tal forma que se mantenga constante el nivel de embalse (es decir, que se vierta un caudal igual al de entrada en el embalse) hasta que las compuertas estén totalmente abiertas, instante en el que los aliviaderos empezarán a funcionar como si fueran de labio fijo.

En cuanto a otros órganos de desagüe (por ejemplo, desagües de fondo) se pueden considerar criterios de explotación similares a los expuestos, o considerarlos totalmente abiertos en el caso de que los caudales vertidos por los mismos sean de pequeña magnitud comparados con los caudales de la avenida.

El cálculo de la laminación en embalses sin compuertas puede realizarse mediante el modelo HEC-HMS. En el caso de que se esté utilizando dicho programa para la modelización hidrológica de la cuenca, podrán incorporarse los embalses a la estructura de cálculo del modelo. Si los aliviaderos no son de labio fijo, y siempre que no existan consignas establecidas en normas de explotación, se podría emplear otro tipo de modelo que permita definir unas reglas de gestión de las compuertas a lo largo del paso de la avenida, siempre con las convenientes reservas que supone la consideración de unas hipótesis no contrastadas. Un modelo de libre distribución que permite este tipo de cálculo es el modelo HEC-ResSim (Reservoir Simulation) desarrollado por el US Army Corps of Engineers (USACE, 2007). ■

RECOMENDACIONES

Para calcular la laminación en un determinado embalse se adoptarán los resguardos y los criterios de gestión de los órganos de desagüe especificados en las normas de explotación, si éstas están redactadas y en funcionamiento.

●

Si no se dispone de dichas normas se recomienda adoptar las siguientes hipótesis de cálculo:

- **Se considerará inicialmente el embalse en su máximo nivel normal.**
- **Si los aliviaderos disponen de compuertas se supondrá que se abren de tal forma que se mantenga constante el nivel de embalse hasta que las mismas estén completamente abiertas.**

●

En las cuencas de un tamaño moderado, una vez construido y calibrado el modelo hidrológico, se puede utilizar ese mismo modelo para obtener los caudales en régimen alterado.

●

En el caso de grandes cuencas, o en el de cuencas en las que la distribución espacial y temporal de la lluvia no puede tratarse de forma simplificada, el cálculo de los caudales alterados puede ser muy complejo debido a la incertidumbre existente en cuanto a la forma en que se va a producir la combinación del hidrograma vertido por un embalse determinado con los hidrogramas generados por otras subcuencas o laminados en otros embalses.

En estos casos la simulación de un conjunto amplio de hidrogramas de crecida es la única vía posible. Estos hidrogramas pueden obtenerse por uno de los siguientes procedimientos:

- **Simulación de tormentas históricas mediante el modelo hidrológico a partir de los datos de las estaciones meteorológicas**
- **Generación de tormentas sintéticas mediante modelos estocásticos de precipitaciones y su posterior simulación mediante el modelo hidrológico**

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS HISTÓRICO

4.1

Introducción

El análisis histórico planteado en el SNCZI persigue que las zonas inundables del medio fluvial constatables mediante referentes históricos sean consideradas en la definición del Dominio Público Hidráulico probable (DPHP), la zona de flujo preferente (ZFP) y en la zonificación de la inundabilidad. Este análisis histórico se plantea en dos grandes apartados:

a) Estudio evolutivo del medio fluvial mediante fotografías aéreas históricas. Este análisis persigue identificar las zonas más activas e inundables del medio fluvial observado en las diferentes fotografías aéreas disponibles entre el vuelo americano, realizado en los años 1956/57, hasta la actualidad. El análisis inicial se plantea sobre las fotografías georreferenciadas del vuelo americano, delimitando el cauce histórico y, cuando sea posible, aquellas zonas que puedan identificarse como más inundables. En una fase posterior pueden identificarse, mediante fotografías aéreas de fechas intermedias, los cambios detectados en estas unidades hasta la actualidad. En función de los resultados se valorará su repercusión en la delimitación del DPHP, ZFP e inundabilidad. Los límites obtenidos con estas imágenes pueden completarse con el análisis de otro tipo de fotografías.

b) Reconstrucción de series históricas de inundaciones. Este análisis persigue aumentar la precisión en la zonificación del área inundable al incorporar información basada en eventos reales. Este tipo de análisis ha mostrado un elevado potencial a la hora de mejorar los resultados de inundabilidad, constituyendo un complemento necesario en los estudios hidrológicos, hidráulicos y geomorfológicos. En la presente guía se plantea un completo proceso de recopilación, validación y organización de los datos, para finalmente asignar recurrencias de inundación a las diferentes unidades inundables del territorio.

4.2

Estudio evolutivo del medio fluvial

4.2.1. Introducción

El SNCZI defiende la utilización de las referencias históricas en la definición del DPHP, la ZFP y en la zonificación de la inundabilidad, incluyendo las obtenidas de fotografías y cartografías existentes.

En el caso del DPH resulta de especial interés la delimitación del cauce histórico, ya que como se plantea en la *Guía metodológica para la elaboración de proyectos de restauración de ríos* (González del Tánago y García de Jalón, 2007), "es necesario otorgar al río el territorio que fue suyo en su día (criterio evolutivo), para mantener su dinámica sin causar daños o perjuicios a los propietarios ribereños (sostenibilidad), tener libertad para su desplazamiento lateral y desbordamiento (criterio dinámico) y restablecer la conectividad entre los hábitat del cauce y los de las riberas y márgenes (criterio ambiental), al objeto de conseguir una morfología estable y en equilibrio con el régimen de caudales". Este tipo de argumentos ya son utilizados en otros territorios, definiendo un espacio de movilidad fluvial teniendo en cuenta, entre varios aspectos, la amplitud de equilibrio en cauces meandriformes o el denominado espacio de divagación histórica (EPTEAU, 1998).

Los sistemas fluviales pueden mantener su posición durante décadas o bien sufrir variaciones en planta o en perfil. La evolución reciente de muchos ríos españoles comparte, en líneas generales, la del resto de países europeos, representada por una tendencia dominante hacia el estrechamiento y encajamiento del canal, especialmente manifiesta

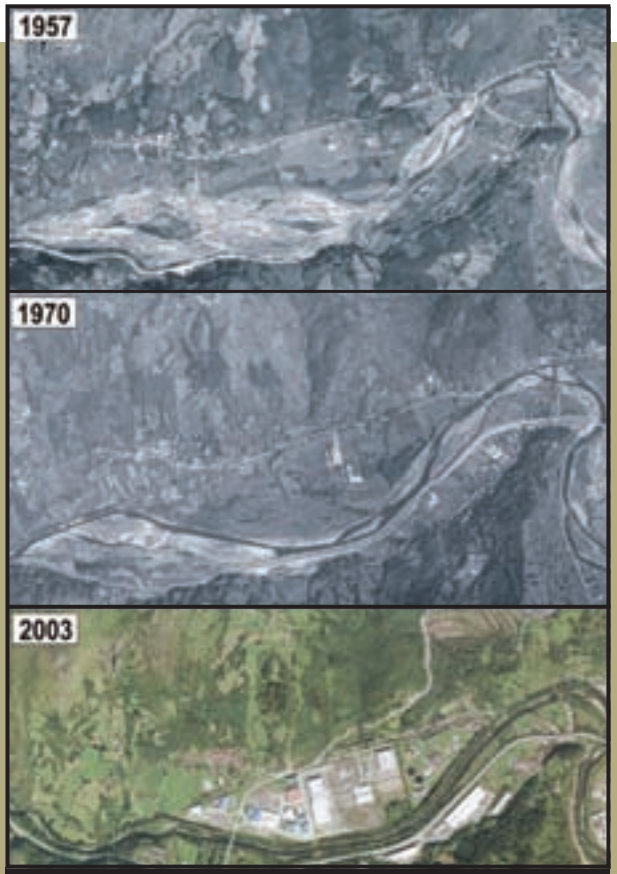


Figura 87. Cambios en el medio fluvial impuestos por canalizaciones y ocupación de la llanura aluvial (río Caudal en Asturias).

en ríos trenzados o *braided*. La comunidad científica ha investigado ampliamente este tipo de evoluciones, atribuyendo a las actividades humanas gran parte de la responsabilidad, no sólo a las ejecutadas directamente sobre el medio fluvial, como embalses, canalizaciones y ocupación de las llanuras aluviales, sino también a lo largo de su cuenca hidrográfica, en relación con cambios en los usos del suelo.

Varios ríos europeos están sufriendo un marcado proceso de encajamiento fuertemente relacionado con actuaciones artificiales, entre ellas la canalización de gran parte de la red hidrográfica que viene realizándose desde principios del siglo XX. En numerosos casos se están alcanzando estados críticos con graves repercusiones sociales y ambientales, como el descenso de los niveles freáticos, notable pérdida en la calidad de las aguas, drástica reducción en la amplitud del cauce activo y desaparición de ecosistemas o el deterioro de infraestructuras hidráulicas. Llegados a esta situación, varios Estados miembros ya están devolviendo al cauce sus terrenos mediante la retirada y reubicación de canalizaciones y motas o la reactivación de antiguos canales secundarios (Figura 87), aportando espacio para la disipación de la energía durante avenidas y sedimentos para amortiguar el dañino encajamiento del lecho. Las actuaciones tienen un coste económico enorme, y en muchos casos solamente pueden abordarse en los escasos tramos mejor conservados, representando actuaciones con efectos limitados y efímeros.

Figura 88. Proyecto de recuperación de antiguos canales secundarios en Gosdorf (Austria). Para minimizar el encajamiento, se vierte el material extraído al cauce (Hornich and Baumann, 2008).

En el caso de España, la menor densidad de población y la concentración del crecimiento económico en las últimas décadas ha favorecido que parte importante de sus ríos no hayan alcanzado los estados críticos e irreversibles presentes en otros países europeos, pudiendo proteger parte importante de los terrenos que han pertenecido al cauce en las últimas décadas. Francia ha reaccionado a esta problemática diseñando guías metodológicas donde los estudios evolutivos del medio fluvial son un referente obligado (EPTAU, 1998). En España, estos estudios evolutivos también son un clásico en los análisis geomorfológicos, entre ellos mencionar su papel en el desarrollo de los Mapas de Procesos Activos (IGME, 2004).

Por estos motivos, en el análisis evolutivo se plantea como punto de partida la delimitación de diferentes unidades fluviales sobre las fotografías aéreas del vuelo americano, realizado en los años 1956 y 1957 (escala ≈ 1:30.000). Estas imágenes permiten analizar un periodo de varias décadas, poseen una precisión y calidad suficiente, recubrimiento estereoscópico y abarcan el territorio nacional, ofreciendo con ello la posibilidad de aplicar un método estándar y homogéneo para todo el territorio. El estudio puede completarse con otras fotografías aéreas intermedias entre el vuelo americano y la actualidad, u obtener precisiones adicionales con ortofotos, imágenes de satélite, fotografías panorámicas, etc. El análisis de dos vuelos intermedios con una equitativa distribución en el tiempo o fotografías realizadas poco tiempo después de grandes inundaciones pueden permitir realizar observaciones de elevado interés para la definir la zona potencialmente inundable y, dentro de ella, delimitar el cauce y los terrenos de las márgenes con evidencias de alta actividad frente a las inundaciones.

4.2.2. Delimitación de la zona inundable

En los últimos años Europa ha visto como las inundaciones superan algunas de sus estimaciones de inundabilidad e incluso determinadas protecciones artificiales, como canalizaciones, se rompen o son rebasadas durante la avenida, afectando a terrenos protegidos pero que eran inundables en condiciones naturales. Por estos motivos, el SNCZI también contempla la delimitación de la zona potencialmente inundable en condiciones naturales. Uno de los aspectos a tener en cuenta en este análisis preliminar es la delimitación del depósito que define la llanura aluvial, el torrente o la rambla, sin entrar en

valoraciones sobre la edad del material implicado o los efectos que imponen actuaciones artificiales, aspectos que serán valorados *a posteriori*.
Una de las fuentes principales es el Mapa Geológico de España (1971-2004) de la Serie MAGNA, que cubre el territorio nacional a escala 1:50.000, y los mapas geomorfológicos de España, iniciados en el año 1991 a escalas 1:25.000 ó 1:50.000 dependiendo de la zona, con mayor información relacionada pero actualmente disponible en una parte del territorio.
El análisis estereoscópico de fotografías aéreas permite precisar los límites de la zona que se estima potencialmente inundable en condiciones naturales, obtenidos de las cartografías previas, especialmente mediante fotogramas antiguos donde estas zonas muestran un mejor estado de conservación (ver Figura 90). Torrentes y ramblas se caracterizan por un relieve ligeramente positivo y una morfología en forma de abanico, y los límites de llanuras aluviales suelen venir reflejados por un aumento de la pendiente y altura hacia la base de las laderas que configuran el valle fluvial, representadas por afloramientos rocosos, depósitos de ladera o incluso terrazas fluviales fósiles. Sea cual sea el material implicado, es ese límite con representación morfológica el que puede reconocerse en el análisis estereoscópico y el que puede plasmarse en la cartografía preliminar de las zonas potencialmente inundables en condiciones naturales.

4.2.3. Delimitación del cauce histórico

En la delimitación del cauce histórico a partir del estudio estereoscópico de fotografías aéreas cabe destacar los siguientes planteamientos:

Figura 89. Depósito torrencial típico de zonas montañosas. Torrente de Arás en los Pirineos, Biescas (Huesca). Fuente: Rubén Santos Alonso.

- Los límites del cauce se ubicarán preferentemente sobre la coronación del talud de orilla que separa la zona más deprimida del medio fluvial de las márgenes adyacentes más elevadas. Este talud puede mostrar una morfología nítida o puede manifestarse mediante una transición gradual, pudiendo aparecer en ambos casos parcialmente camuflado por vegetación de ribera.
- Se incluyen dentro del cauce, además de la zona fotografiada con agua, las barras fluviales adyacentes con escasa o nula cubierta vegetal que están claramente ligadas a la dinámica fluvial más activa así como las barras dinámicamente conectadas a las anteriores que aparecen colonizadas total o parcialmente por vegetación potencial de ribera.
- Hay que tener en cuenta que la manifestación morfológica de los límites del cauce puede perder definición en los tramos que discurren en contacto con las laderas del valle fluvial. En estos casos,

Figura 90. Posteriormente al año 1956 el límite de la zona inundable (línea amarilla) ha sido parcialmente enterrado por rellenos artificiales ligados a un polígono industrial y varias infraestructuras viarias (río Nalón en Pravia, Asturias).

de cara a generar polígonos cerrados, puede tomarse como referente el límite ubicado en el cambio de pendiente entre el lecho del canal y el inicio de la ladera, con manifestación morfológica continua en el espacio. No obstante, ante estas situaciones en el límite del cauce final prevalecen los resultados obtenidos de la modelización hidráulica, que deberían englobar la base de la ladera fluvial.

- Cuando el tipo de río analizado presenta una morfología trenzada o marcadamente meandriforme, donde el número de isletas, barras y canales se multiplica, debe valorarse la posibilidad de incluir estos ámbitos dentro del cauce histórico, como zonas susceptibles de verse afectadas por migraciones del cauce en un futuro cercano, hecho que dependerá de las circunstancias de la zona. En líneas generales, la presencia de morfologías fluviales conectadas al canal principal, indicadoras de una elevada dinámica (por ejemplo, canales secundarios), evidencias de migración de meandros, avulsiones, orillas móviles erosivas, etc., así como los desplazamientos detectados en el propio análisis evolutivo de fotografías aéreas, son algunos aspectos que conducirían a delimitar el cauce teniendo en cuenta una envolvente del cinturón de meandros o el conjunto de canales e islas que configuran los cauces trenzados o tipo *braided*.
- Cuando en la imagen del vuelo americano pueda detectarse con claridad la ocupación antrópica de una parte del cauce, puede estimarse la extensión esperable del cauce en condiciones más naturales. Dicha estimación delimitará aquellos terrenos que con mayor seguridad formarían parte del cauce histórico, evitando sobrevaloraciones sin una clara justificación.
- Hay que tener en cuenta que los límites cartografiados sobre fotografías aéreas georreferenciadas pueden contener un error con respecto a la posición real de la orilla, aspecto que puede depender, entre otras cuestiones, del tipo o nivel de detalle abordado en el proceso (por ejemplo, número de puntos de control insertados para la georreferenciación, proximidad de los puntos a las zonas inundables). Ante esta situación, los límites históricos cartografiados previsiblemente no puedan trasladarse directamente sobre la cartografía actual, ya que es probable la aparición de desplazamientos y abundantes errores. Dada su repercusión directa en el DPHP, posiblemente serán necesarios trabajos de reubicación manual de límites, dirigiéndolos hacia las evidencias equiparables y reconocibles en la ortofoto más reciente disponible.
- El límite del cauce histórico resulta de la suma o envolvente de las orillas más externas que se hayan identificado en las diferentes fotografías aéreas estudiadas. Concretamente, al cauce observado en el vuelo americano deben incorporarse aquellas franjas de cauce más amplias detectadas en las imágenes posteriores, incluyendo la ortofoto más actual. Conviene señalar los movimientos naturales de las orillas detectados en las últimas décadas, de interés para valorar tendencias futuras y tomar decisiones en relación con el DPHP o la ZFP.

A continuación se presentan varios ejemplos sobre la delimitación del cauce histórico en ríos de trazado variado, atendiendo por separado al canal de aguas bajas (terrenos constatados como cauce histórico) y a la franja de zona ribereña (terrenos susceptibles de formar parte del canal de aguas altas, a confirmar en análisis posteriores).

4.2.3.1. Canal de aguas bajas

Ejemplo 1. En la Figura 91 se reconoce un canal de estiaje, representado por la zona cubierta por las aguas en el momento de la fotografía, que muestra un tono bastante oscuro y homogéneo. Este canal contacta en el tramo central de las imágenes con terrenos de tonos blanquecinos, que representan barras fluviales carentes de vegetación, ligados a las partes del cauce más activas e inestables, que también deben formar parte del cauce. Determinadas porciones de estas barras con alta actividad pueden aparecer más oscuras (círculo rojo) bien porque aparecen sumergidas por una lámina de agua de escaso calado, bien porque pueden presentar cierta cubierta vegetal. En estos casos, el análisis estereoscópico permite identificar el escarpe que separa este canal de aguas bajas del resto del medio fluvial, representado en las imágenes por las líneas amarillas. Siempre que sea posible, este límite debe ubicarse en la coronación del talud, escarpe u orilla, zona donde se produce el cambio de pendiente entre la zona deprimida del canal con la llanura aluvial más plana. No obstante, dada la variabilidad del medio fluvial, no se descarta que determinadas configuraciones obliguen a la ubicación del ámbito del cauce en otro tipo de referente morfológico.

Ejemplo 2. En la Figura 93 se reconocen dos canales con elevada actividad, el de la izquierda representa el canal principal, con una parte cubierta por las aguas. El canal de la derecha se encuentra seco, con un lecho cubierto por sedimentos fluviales carentes de vegetación. Ambos canales forman parte del cauce histórico, ubicando sus límites por la coronación de los escarpes de orilla adyacentes (círculo azul). En la zona señalada con el círculo rojo, el contacto entre el fondo del cauce con la isleta central se produce de

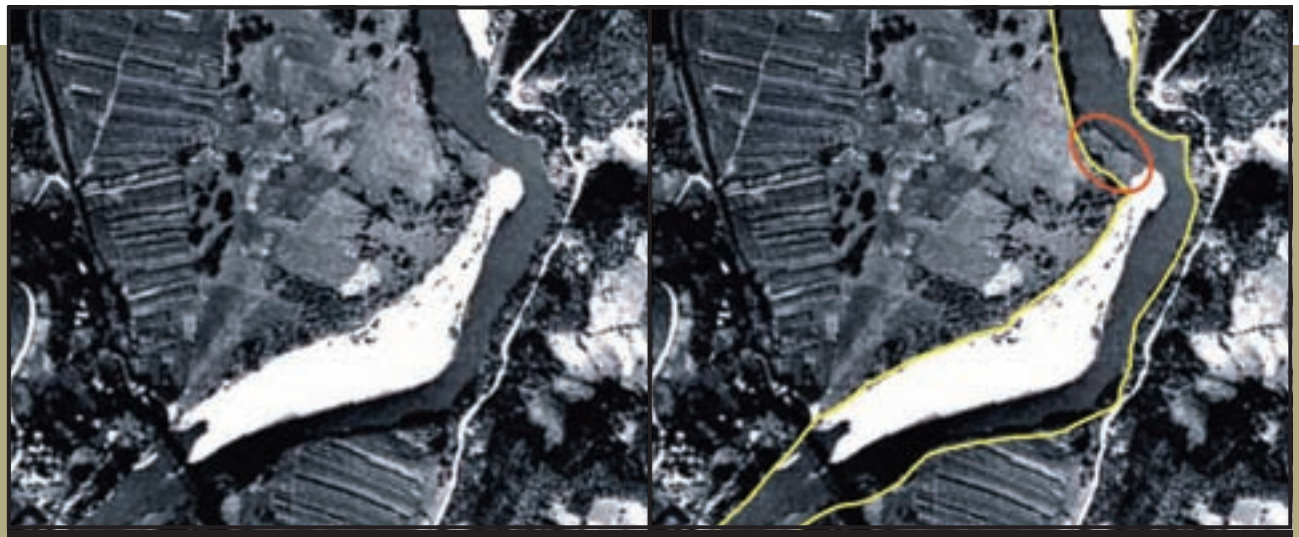


Figura 91. Curso inferior del río Nalón (Asturias). Ejemplo 1.

Figura 92. Cabecera del arroyo Grande, cuenca del río Perales (Madrid).

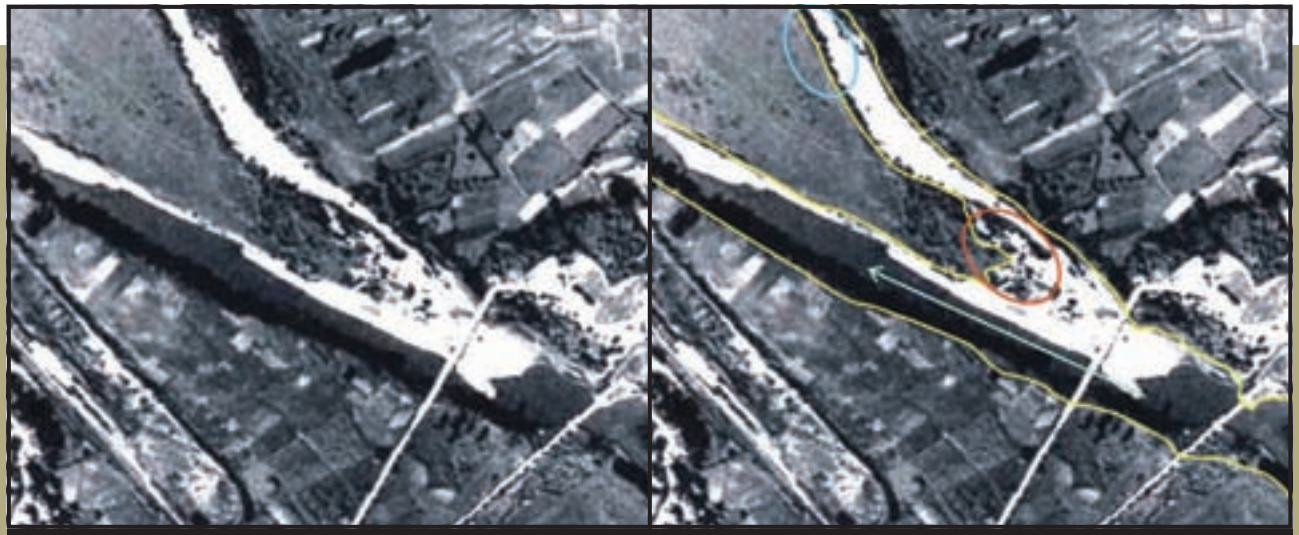


Figura 93. Curso inferior del río Nalón (Asturias). Ejemplo 2.

forma más gradual, alternándose depósitos fluviales sin vegetación con otros parcialmente vegetados. Ante este tipo de situaciones, todos los depósitos fluviales sin vegetación deben incluirse dentro del canal de aguas bajas, aunque ello implique englobar los sectores intercalados con vegetación.

Ejemplo 3. En la Figura 94 se observa cómo un mismo depósito fluvial aparece sin vegetación en la parte situada aguas arriba, y se entremezcla aguas abajo en zonas con arbolado. Esta situación suele asociarse a que los efectos de la avenida se concentran al inicio del desbordamiento, donde el depósito de material o la erosión entierran o limitan el asentamiento de la vegetación. A medida que la corriente avanza aguas abajo se reduce la energía y se depositan los materiales finos, aspectos que favorecen un suelo más estable y se potencia el desarrollo de la vegetación. Estos terrenos vegetados también forman parte del cauce, ya que los canales ubicados en la cabecera de la barra desnuda prosiguen a través de la barra vegetada (líneas rojas), reflejo de una dinámica fluvial conectada en todo el conjunto del depósito, muestre o no vegetación. Aunque en ocasiones el reconocimiento de estos canales de elevada actividad se encuentra limitado por la vegetación, su morfología suele quedar grabada mediante alineaciones en la propia distribución vegetal, más fácilmente reconocible en las imágenes. Las líneas amarillas delimitan los terrenos que, como mínimo, deberían quedar englobados en la delimitación del cauce histórico.

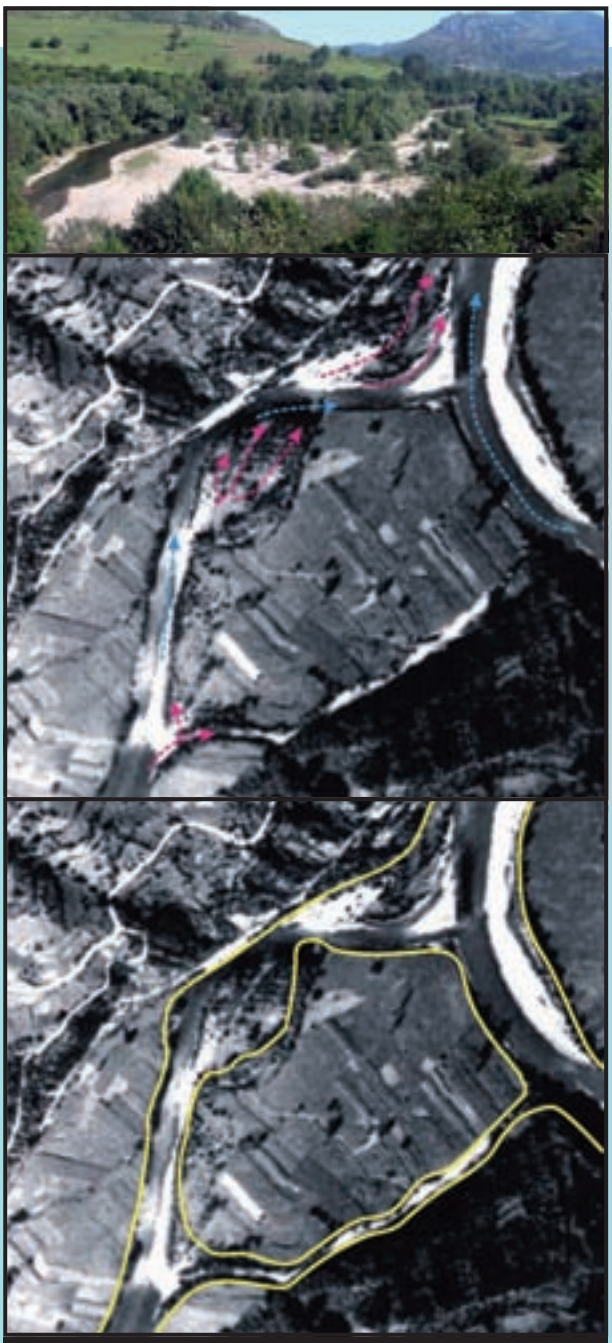


Figura 94. Sobre la barra fluvial se señalan con las flechas rojas las zonas de desbordamiento. La línea amarilla se ubica sobre la coronación del escarpe de orilla que limita el cauce. Ejemplo 3.

4.2.3.2. Zona ribereña

En ocasiones aparecen determinadas zonas con características intermedias entre el cauce y el resto de la llanura aluvial, que pueden plantear dudas a la hora de determinar su posible inclusión en uno u otro ámbito. Son terrenos donde la densa vegetación puede limitar la constatación de evidencias, pero dibuja las típicas alineaciones arbóreas asociadas a canales secundarios: se intuyen evidencias potenciales de erosión o sedimentación, su inclusión en el cauce parece más acorde con el delimitado en los tramos adyacentes, o simplemente se observa un contraste con el resto de la zona inundable y una mayor similitud con las zonas más activas del río. En muchos casos dichas características responden a una mayor inundabilidad, bien como parte del cauce o como zonas de alta actividad en la llanura aluvial, información de alto interés por su potencial relación con elementos a cartografiar en el SNCZI. Por estos motivos, es recomendable su delimitación para asegurar el análisis detallado en etapas posteriores. En muchos casos es probable que terrenos con estas características hayan formado parte del cauce más activo en años precedentes y que pasen a formar parte del mismo en años posteriores.

Al igual que en el caso del cauce, y siempre que la configuración del medio fluvial lo recomiende, la delimitación puede realizarse por encima del escarpe más nítido adyacente o, en su defecto, por la zona donde se detecta un cambio marcado en las características de los terrenos, bien en lo que respecta a las evidencias de actividad reciente como en la vegetación, utilizando un trazado acorde con la dinámica de las crecidas.

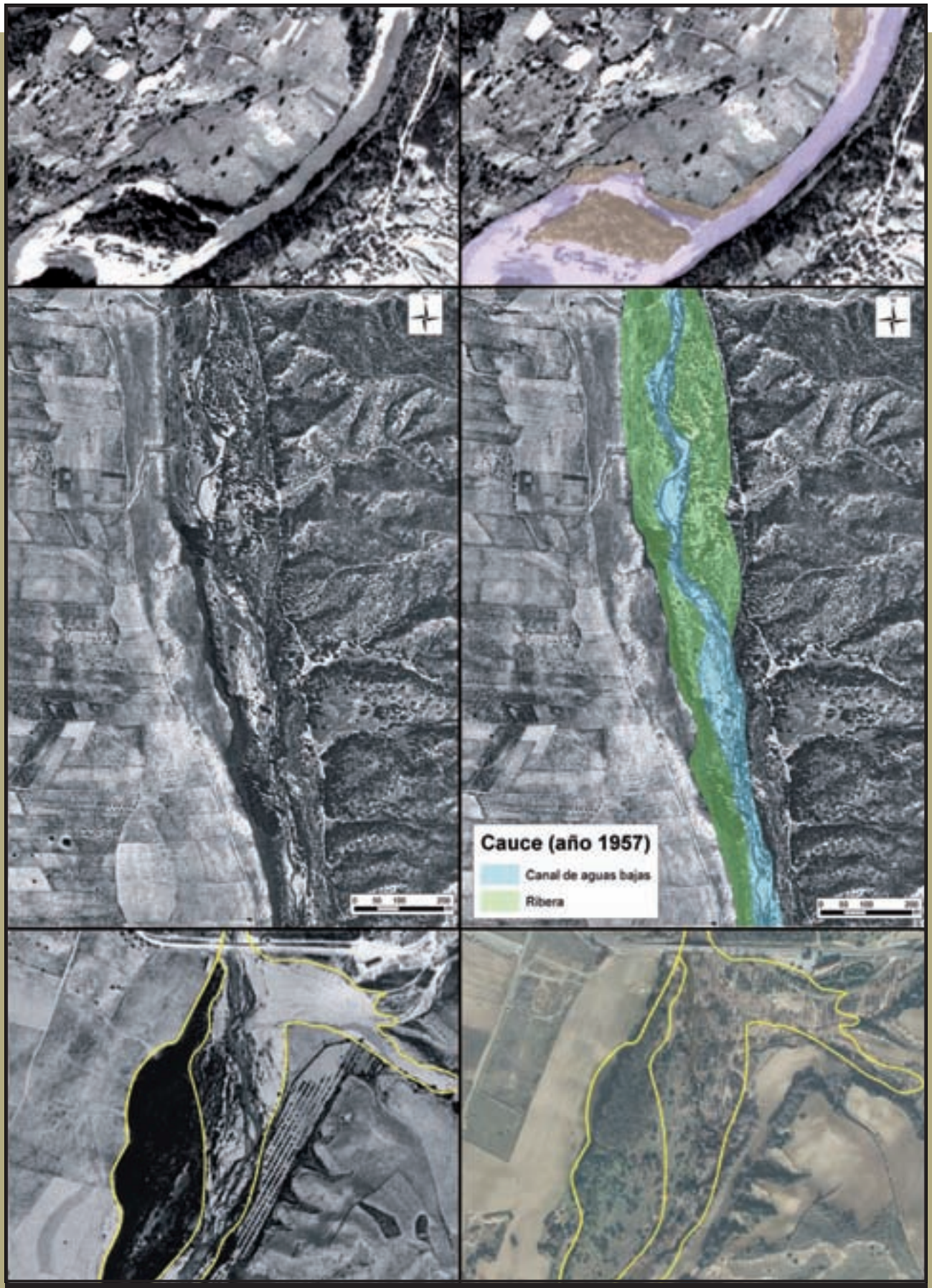


Figura 95. Delimitación del canal de aguas bajas y la zona ribereña en el río Nalón en Asturias (arriba) y en el río Guadarrama (centro y abajo), cerca de la localidad de El Álamo en Madrid (fuente: INDUROT, 2009b).

Figura 96. Correlación entre las dimensiones del bosque ripario actual, abajo, con el trazado que presentaba el cauce en la década de los 70, arriba (río Narcea en la localidad de Santa Ana, Asturias).

4.2.3.3. Cauces meandriformes y trenzados (*braided*)

En determinados ríos aluviales de la península es habitual encontrar trazados meandriformes o trenzados caracterizados por una dinámica cambiante o activa, pudiendo reconocerse brazos parcialmente abandonados que pueden reactivarse durante avenidas. Ante este tipo de configuraciones, la delimitación del cauce histórico se plantea mediante la evolvente del cinturón de meandros en ríos meandriformes o de los diferentes canales implicados en los trazados trenzados. Es habitual encontrar cambios desde un tipo de trazado al otro, especialmente de un río trenzado en la década de los 50 a otro más meandriforme en la actualidad, situación que continúa apoyando una delimitación basada en la envolvente de sus zonas más activas.

4.2.3.4. Ampliaciones del cauce

En la Figura 98, el círculo rojo señala el mismo emplazamiento en los fotogramas de años diferentes. En este caso, la delimitación del cauce histórico utilizando exclusivamente el vuelo americano conduciría a una infravaloración de sus dimensiones reales. El canal de aguas bajas se delimita en amarillo y la zona ribereña con líneas verdes. Puede observase en la fotografía de 1991 un notable ensanchamiento de las dimensiones del cauce, a favor de terrenos más allá incluso de la zona ribereña previamente delimitada. También se observa la alternancia de periodos con proliferación de vegetación en el cauce (1975 y 2007) con otros dominados por sedimentos desnudos. Estas últimas son situaciones muchas veces asociadas a la actuación de avenidas intensas que producen erosión, seguidas de periodos más tranquilos y relativamente largos, que potencian el crecimiento de la vegetación. La envolvente máxima de los terrenos que han pertenecido al cauce en las últimas décadas debe representar el cauce histórico de referencia.

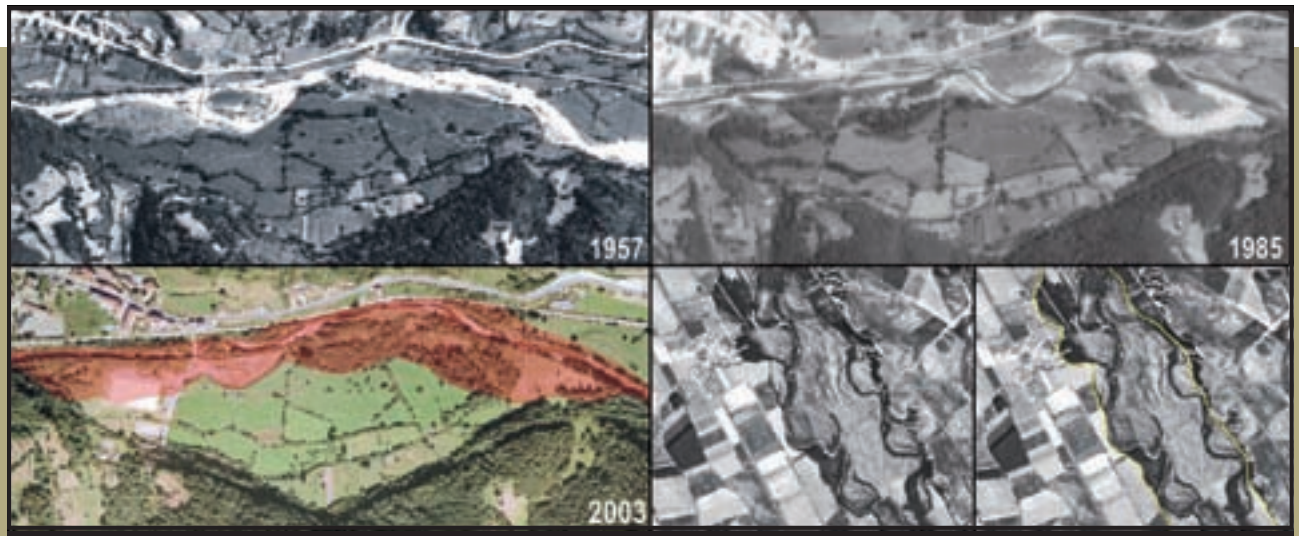


Figura 97. Envolventes de cauces históricos abarcando varios canales en el río Aller en Asturias (años 1957, 1985 y 2003) y en el río Carrión en Palencia (abajo a la derecha).

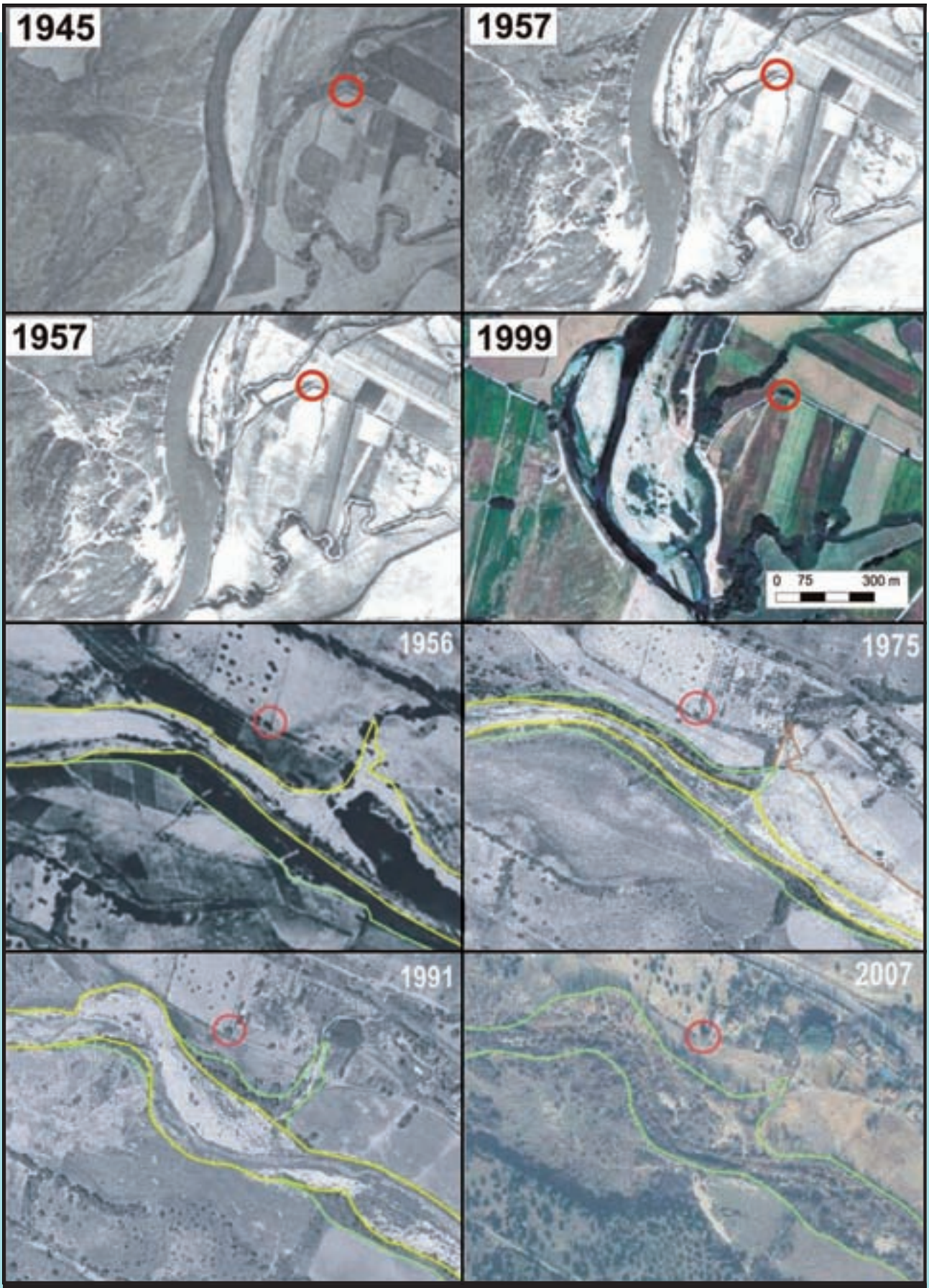


Figura 98. Ampliaciones del cauce posteriores a la década de los 50 arriba en el río Jarama, Madrid (David Uribelarrea del Val, UCM) y abajo en el arroyo Grande (cuenca del río Alberche, fuente: INDUROT, 2009b).

Figura 99. Evidencias de inundación reciente señaladas sobre llanuras aluviales en ríos del sur de Francia (tomado de DIREN-PACA, 2007).

4.2.4. Identificación de márgenes con alta inundabilidad

El estudio de fotografías aéreas históricas puede permitir constatar terrenos inundables e incluso delimitar zonas del ámbito fluvial con diferente inundabilidad, señalar los terrenos con alta inundabilidad o encontrar evidencias de la potencial pertenencia de los terrenos a la zona de flujo preferente. Determinadas morfologías pueden atestiguar estas observaciones, e incluso existen fotogramas realizados poco después de una inundación donde las evidencias son inequívocas.

Figura 100. Rotura de orilla acompañada del depósito sobre la llanura de dos lóbulos de derrame. También se reconocen otros depósitos menores. Fotografía aérea del año 1963 realizada un mes después de una inundación (bajo Nalón, Asturias).

4.2.4.1. Evidencias relacionadas con una inundación reciente

Las fotografías aéreas pueden aportar información muy relevante sobre la inundabilidad de determinados terrenos, especialmente si fueron realizadas poco tiempo después de una inundación. El reconocimiento de estas formas no sólo constata la inundabilidad de los terrenos sobre los que se ubican, sino también el de la llanura conectada, pues hay que tener en cuenta que las aguas desbordadas pueden proseguir aguas abajo sin necesidad de introducir cambios sobre la llanura.

Figura 101. A la izquierda, imagen de la vega de Armeirin en el año 2009 y a la derecha, aspecto de la zona poco después de una inundación (río Suarón, Asturias).

4.2.4.2. Evidencias de actividad fluvial reiterada

Lo habitual es que las fotografías aéreas no coincidan con momentos de inundación y las evidencias se encuentren camufladas por vegetación. A pesar de ello, la alteración topográfica impuesta en algunos terrenos puede seguir reconociéndose en frecuentes casos, mostrando alineaciones morfológicas conectadas al cauce y reconocibles mediante sombras, alineaciones arbóreas e incluso alineaciones en el parcelario, en su mayoría asociadas a canales

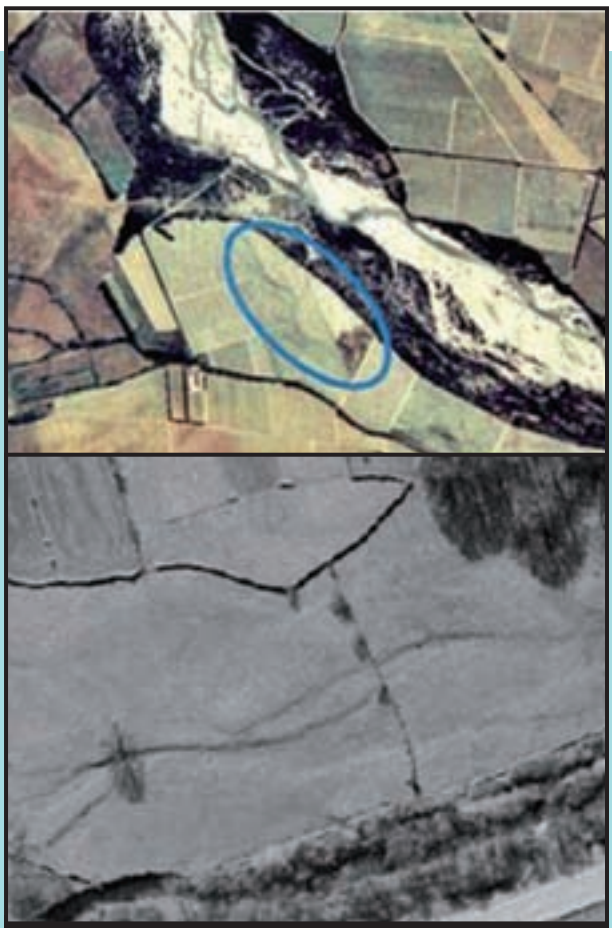


Figura 102. Alineaciones morfológicas relacionadas con la inundabilidad de los terrenos, arriba (tomado de DIREN-PACA (2007) y abajo, en la cuenca del río Saja (Cantabria).

secundarios generados durante avenidas (Figura 102). La línea amarilla separa dos ámbitos de la llanura aluvial con marcadas diferencias tanto en el parcelario como en la presencia de evidencias de actividad fluvial. En la Figura 103 se reconoce la zona de entrada principal de las avenidas hacia la llanura aluvial, donde se observan en tonos claros unos sedimentos depositados recientemente. Los terrenos conectados a esta zona de desbordamiento presentan un relieve marcadamente irregular, con numerosas alineaciones morfológicas que dibujan canales y configuran una distribución en abanico. La porción de llanura ubicada a la izquierda de la línea amarilla carece de estas evidencias y presenta un parcelario mucho más denso y definido, aspectos que señalarían una menor inundabilidad. Según la información analizada en esta zona, los terrenos de la derecha se inundan con avenidas con periodo de retorno menor a 2 años y los de la izquierda por avenidas de 5 años de periodo de retorno.

Es bastante habitual que las zonas más inundables presenten una distribución y densidad de fincas mucho menor con respecto a las zonas donde la inundabilidad se reduce y, en consecuencia, el aprovechamiento de los terrenos en estas últimas es mayor, especialmente en la década de los 50, donde se manifestaba una alta demanda de terreno. Aunque en algunos casos esta situación puede variar por causas socioeconómicas independientes de la dinámica fluvial, en otros muestra una alta correlación con zonas recientemente inundadas o con alta frecuencia de inundación, generalmente inferior a 10 años (Figura 104).

Las unidades planteadas se consideran un referente a tener en cuenta en el estudio evolutivo del medio fluvial. Las mejoras y nuevas unidades pueden añadirse al planteamiento inicial, incorporando detalles que se consideren

Figura 103. En la imagen de la izquierda, en la franja ubicada a la derecha de la línea amarilla, se reconocen numerosas alineaciones morfológicas relacionadas con su alta inundabilidad. En la imagen de la derecha, se observa el aspecto de la zona poco después de una inundación.

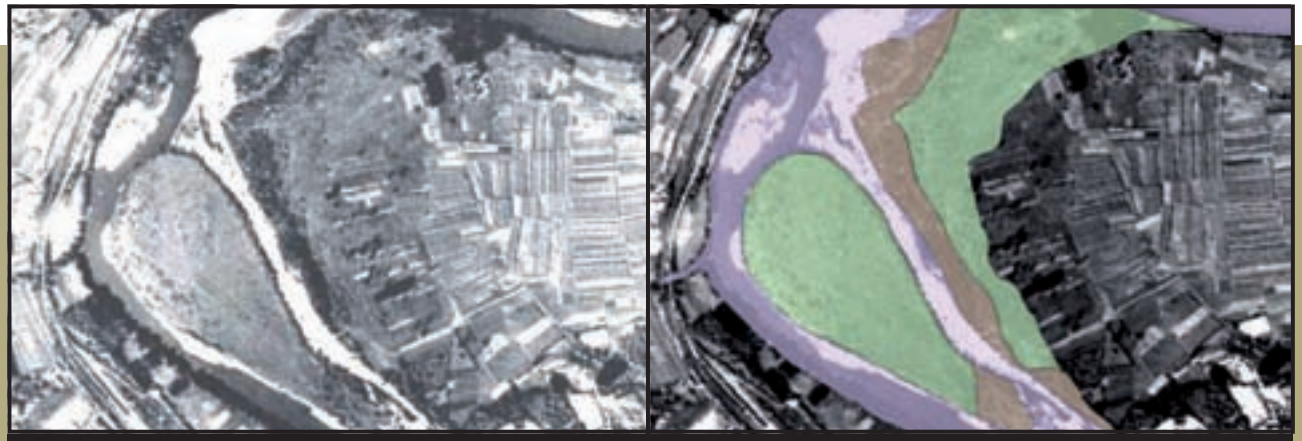


Figura 104. Fotografía del año 1956, delimitando el canal de aguas bajas (morado), la zona ribereña (naranja) y la franja de la llanura aluvial con evidencias de alta inundabilidad (verde).

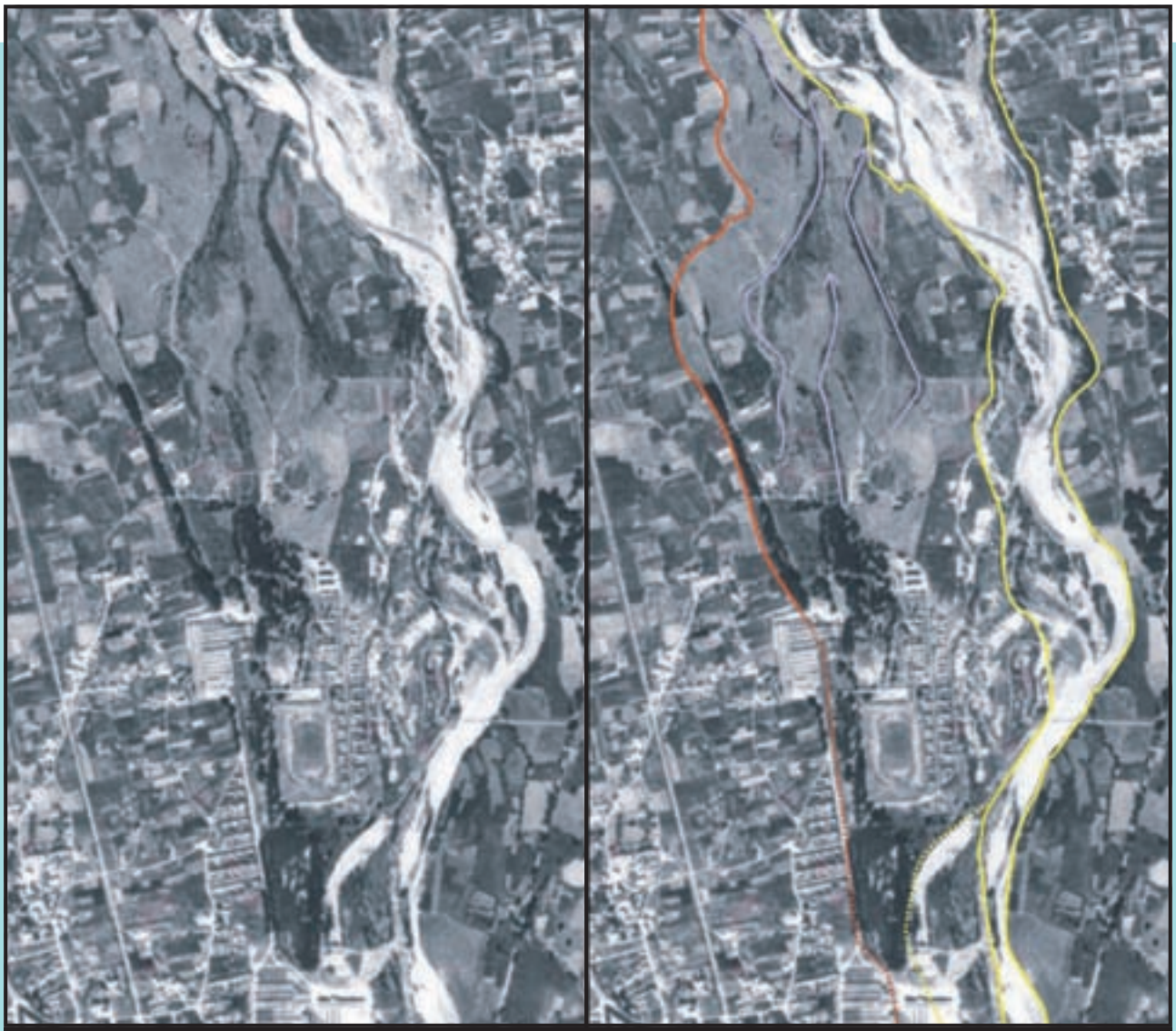


Figura 105. En amarillo, la delimitación del cauce histórico y en naranja, la evolvente de la zona de alta actividad fluvial, englobando canales secundarios cuyo nacimiento está actualmente ocupado por rellenos artificiales. Cuando en las fotografías aéreas se detecte con claridad la ocupación artificial de una parte de estas zonas definidas como cauce o con alta inundabilidad, puede estimarse la extensión esperable de las mismas en condiciones naturales (trazado discontinuo). Río Besaya en Cantabria.

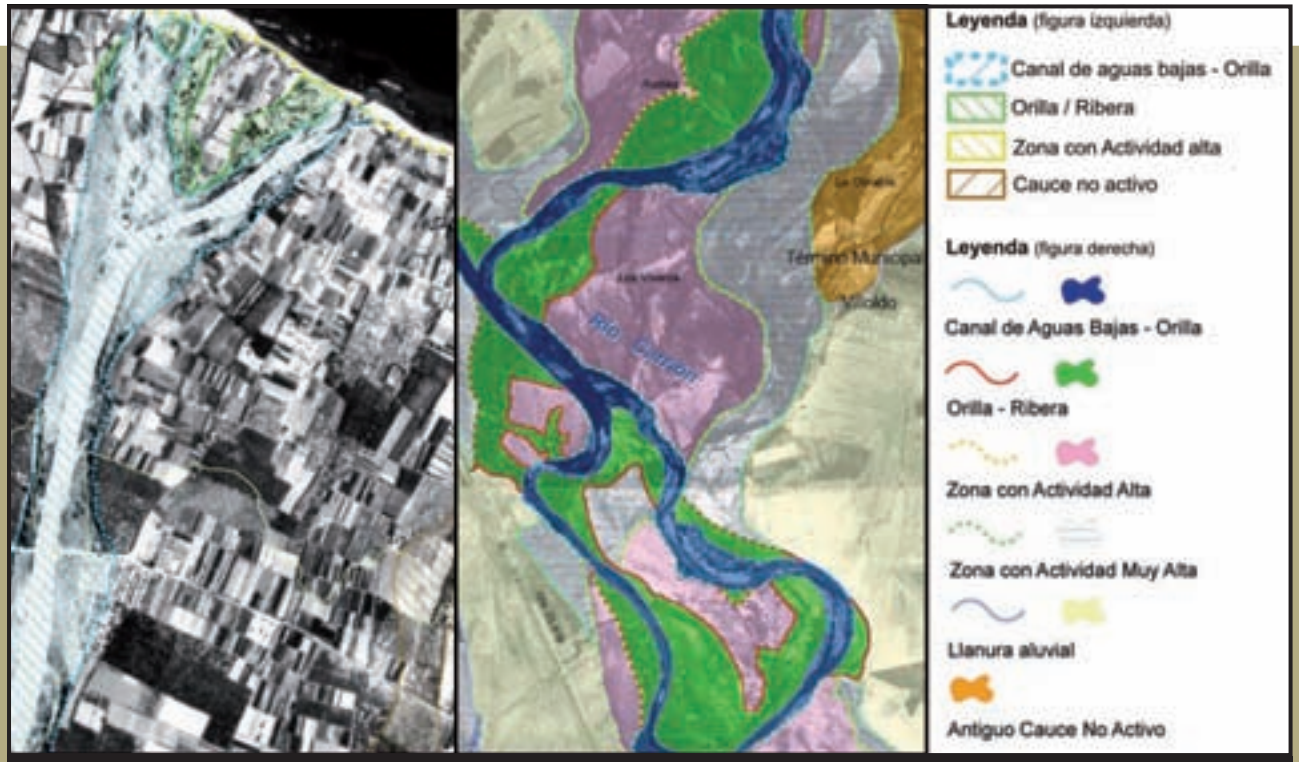


Figura 106. Estudios del medio fluvial en la década de los 50, a la izquierda en el río Palancia (INDUROT, 2009a) y a la derecha en el río Carrión (fuente: IGME-NATRISK, 2009).

RECOMENDACIONES

En la medida de lo posible se trabajará con:

- Fotografías aéreas del vuelo americano (1956/57)
- PNOA y MDT
- Cartografía temática (MAGNA)
- Un vuelo fotográfico de fecha intermedia.

El estudio estereoscópico de la fotografía aérea del vuelo americano permitirá mejorar la definición preliminar de las zonas potencialmente inundables (llanuras, ramblas, torrentes, abanicos aluviales,...).

Se considera necesario delimitar con la mayor precisión posible el cauce del 56/57 sobre la fotografía del vuelo americano, englobando el canal de estiaje y las barras más activas carentes de vegetación y con coberturas de tipo y porte variado.

La comparación de la posición del cauce en diferentes fechas persigue identificar ampliaciones del cauce posteriores a 1956, además de ayudar a comprender la dinámica evolutiva del cauce.

Como resultado del análisis evolutivo pueden obtenerse las siguientes capas de información: zona inundable preliminar, cauce (1956/57), zona de alta actividad (1956/57), cauces de fechas intermedias o ampliaciones del cauce detectadas *a posteriori* en el vuelo americano. La envolvente máxima de los terrenos que han pertenecido al cauce en las últimas décadas debe representar el cauce histórico de referencia para la delimitación del Dominio Público Hidráulico probable.

4.3

Análisis de inundaciones históricas

La utilización de referentes históricos sobre inundaciones posee en la actualidad un elevado potencial a la hora de mejorar el estudio de la inundabilidad debido, entre varios aspectos, a que permiten obtener una primera delimitación de los terrenos que potencialmente pueden verse afectados por una avenida, basándose en datos reales obtenidos del pasado. Entre sus ventajas destaca que suelen englobar un periodo de tiempo superior al registrado por las estaciones de medida y pueden aportar información sobre las zonas más peligrosas o incluso frecuencias de inundación. Adicionalmente, algunos datos como los calados históricos representan un complemento de elevado interés para la modelización hidráulica.

Los datos históricos pueden proceder de fuentes documentales, abarcando desde los archivos históricos hasta las hemerotecas actuales, así como de encuestas a los implicados, tanto técnicos como a habitantes ribereños, que muchas veces aportan videos, fotografías o señalan las marcas registradas en las fachadas de edificaciones. Otras alternativas metodológicas más especializadas también pueden aportar información muy relevante, como los estudios de paleoinundaciones, la dendrocronología o la teledetección. Numerosos organismos de cuenca y comunidades autónomas cuentan con completas recopilaciones (por ejemplo, PATRICOVA) y cada vez son más frecuentes los trabajos aplicados que muestran interesantes opciones metodológicas (Barriendos y Coeur, 2004; Benito y Thorndycraft, 2004; Barriendos y Rodrigo, 2006; Barnolas y Llasat, 2007; Díez Herrero *et al.*, 2008; Colubi *et al.*, 2009).

Hay que tener en cuenta que, en función del ámbito inundable implicado, pueden darse variaciones en el tratamiento de datos. En el caso de las zonas ligadas a llanuras aluviales, y teniendo en cuenta que una escala de trabajo apropiada para los objetivos del SNCZI estaría en torno a 1:5.000, resulta preferible la recopilación de información detallada y continua de los eventos que han tenido lugar en las últimas décadas a centrar el estudio en abarcar varios siglos pero con carencias informativas, tanto lagunas de eventos como déficit o poca precisión en los datos descriptivos. No ocurre lo mismo en el caso de las ramblas mediterráneas o los sistemas torrenciales, donde un análisis detallado de las inundaciones históricas centenarias resulta de especial significación para la inundabilidad.

En el caso de las llanuras aluviales, y teniendo en cuenta información disponible en la mayor parte del territorio, de calidad y fácil acceso, puede abordarse un análisis de inundaciones históricas basado en las siguientes etapas:

1. **Recopilación y almacenamiento.** Búsqueda en fuentes documentales y a partir de encuestas tanto a la población ribereña como a los técnicos de la administración implicados en la problemática. Organización cartográfica y base de datos.
2. **Análisis.** Selección de los eventos de interés, validación de datos y estudio de la incidencia de elementos artificiales.
3. **Inundabilidad histórica.** Jerarquización de inundaciones en función de su envergadura y definición de recurrencias de inundación.

4.3.1. Fuentes de datos sobre inundaciones históricas

Para obtener datos sobre inundaciones históricas de forma relativamente rápida, la búsqueda puede partir de las recopilaciones ya elaboradas, destacando el Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas (CNIH), de la Dirección General de Protección Civil y Emergencias, basado en una minuciosa recopilación y análisis de documentos. A escalas regionales o de cuenca pueden existir recopilaciones interesantes, igualmente válidas pero con disponibilidad variada a lo largo del territorio, al igual que las publicaciones de libros o artículos en revistas relacionadas con el tema.

Los resultados de recopilaciones existentes pueden enriquecerse con la búsqueda de referencias en bibliotecas virtuales y especialmente en hemerotecas, cuya disponibilidad en formato digital cada vez abarca periodos más largos (por ejemplo, La Vanguardia desde 1881). Otras fuentes que pueden aportar datos relacionados son las bases del Consorcio de Compensación de Seguros o algunas publicaciones sobre riesgos naturales del IGME, que incluyen referencias a inundaciones concretas. Estos documentos suelen ofrecer información sobre la fecha concreta del evento, descripción y cuantificación de daños y distribución de las zonas afectadas a escalas variadas.

El resultado de la recopilación ofrece una primera aproximación al problema de inundaciones, de gran interés. Sin embargo, parte importante de los datos se centran en grandes eventos, los que han producido importantes daños y con alusiones dirigidas a las zonas con mayor exposición de bienes y personas. El volumen de información además se incrementa en tiempos recientes debido, muchas veces, a una

mayor disponibilidad de información más que a un agravamiento del problema. Además de estos problemas, cabe añadir que la información no suele alcanzar el detalle necesario para la elaboración de los mapas de peligrosidad de inundaciones a escala 1:5.000.

La heterogeneidad y déficit de información que suelen ofrecer las fuentes documentales puede solventarse mediante los testimonios de observadores directos, los de mayor fiabilidad, procedentes de administraciones como Protección Civil, Confederaciones Hidrográficas y ayuntamientos, pero especialmente de encuestas a la población ribereña presente a lo largo del valle fluvial. Estos últimos suelen abarcar periodos de tiempo elevados, y ofrecen delimitaciones precisas que permiten en conjunto obtener cartografías continuadas en el valle, además de incluir datos de calado, zonas de desbordamiento, daños, zonas de sedimentación e incluso características del material implicado. En ocasiones los entrevistados disponen de fotografías de eventos, información de especial valor que debe recopilarse siempre que sea posible. La mejor forma de almacenar la información recopilada durante la realización de las encuestas es, por un lado, una ortofoto a escala 1:5.000, que facilita al encuestado la señalización de zonas concretas y, por otro, una plantilla con campos descriptivos que puede rellenarse durante la entrevista o inmediatamente a continuación.

4.3.2. Selección y almacenamiento

Con el fin de facilitar la conexión entre datos concretos de una inundación con su localización geográfica precisa, se plantea la codificación del espacio inundable según tramos o sectores de la zona inundable. Siempre que sea posible, la delimitación de cada tramo se hará siguiendo criterios geomorfológicos, englobando terrenos conectados dinámicamente y separados entre sí mediante estrechamientos o confluencias con otros cauces, aunque en algunos casos puede ser recomendable utilizar determinadas estructuras artificiales (puentes, carreteras, rellenos, etc.). Debe perseguirse que los tramos sean homogéneos y que no presenten unas dimensiones excesivamente grandes, que puedan limitar el aprovechamiento de la información.

En la codificación de cada tramo o sector de llanura pueden utilizarse además del número de identificación, códigos relativos a la cuenca o subcuenca, río y margen. Una opción es comenzar, desde la desembocadura hacia la cabecera, asignando el código 1 a la primera unidad inundable, con una numeración consecutiva hacia aguas arriba y diferenciando mediante letras la

Figura 107. Propuesta de subdivisión de una llanura aluvial en diferentes unidades inundables.

margen izquierda de la derecha (ver Figura 107). La información histórica recopilada sobre un evento se asociará a cada tramo donde se haya podido constatar la inundación y cada tramo puede tener asignadas varias fichas, correspondientes a distintas inundaciones y diferentes encuestas.

En relación con el diseño de la base de datos donde se va a almacenar la información, conviene aplicar en lo posible campos estandarizados, ya que pueden acelerar los tratamientos posteriores de forma significativa, frente a la opción de campos vacíos a rellenar por textos arbitrarios. Respecto a los campos a plantear, las posibilidades son variadas y pueden adaptarse a las diferentes fuentes consultadas, pero siempre que sea posible conviene incluir campos de validación, fiabilidad y credibilidad de los datos, especialmente en las encuestas a la población ribereña, pudiendo incorporar entre ellos el criterio experto del que realiza la encuesta (por ejemplo: "el dato ha sido transmitido con seguridad" o "con incertidumbre"), la edad del encuestado, el tiempo en la zona o el tipo de residencia (primera o segunda vivienda).

En líneas generales pueden diferenciarse dos grandes grupos de datos, uno destinado a dar información genérica sobre el tipo y características de la fuente y otro para la información sobre el evento. En el caso de fuentes documentales debe indicarse, al menos,

Tabla 20. Ejemplo de campos a rellenar sobre el encuestado.

DATOS SOBRE LA FUENTE
ENCUESTA A PARTICULAR: Inundación ☐ No Inundación ☐ NS/NC ☐
VECINO DE LA LOCALIDAD:
PROPIETARIO DE TERRENOS / EDIFICACIONES EN:
DATOS PERSONALES: Anonimato ☐ Nombre: Teléfono: Dirección:
EDAD APROXIMADA DEL ENCUESTADO (aportada o estimada): <20 ☐ 20-40 ☐ 40-60 ☐ 60-80 ☐ 80 ☐
Valoración aportada por el encuestado:
ACERCA DE LA FECHA: Seguro ☐ Con dudas ☐
ACERCA DE LA DESCRIPCIÓN: Seguro ☐ Con dudas ☐
Valoración a rellenar por el que realiza la encuesta:
FIABILIDAD DE LA INFORMACIÓN APORTADA: Muy fiable ☐ Fiable ☐ Poco fiable ☐ Nada fiable ☐
OTROS DATOS:
OBSERVACIONES:

procedencia, autorías y un campo de observaciones donde incorporar otros datos relevantes. En relación con las encuestas a técnicos implicados en la gestión de inundaciones, conviene indicar el nombre, entidad a la que pertenece, cargo y tiempo que lleva implicado en la problemática.

En lo que a los habitantes ribereños se refiere, conviene incorporar no sólo las encuestas que ofrecen datos de una inundación sino también aquéllas en las que se afirme que no hay constancia de eventos de este tipo, ya que ambas informaciones son de utilidad. Como la solicitud de datos personales puede condicionar la respuesta del encuestado, y dado que lo relevante para el estudio es la información del evento, estos campos pueden ser opcionales y prevalecer el anonimato.

Respecto a la información sobre el evento, además de intentar concretar en lo posible la fecha, duración y ubicación precisa de la zona afectada, pueden incorporarse campos descriptivos sobre el tipo de inundación, envergadura del evento y daños. A la hora de valorar el tipo de inundación, y dado que es bastante habitual que en un episodio intervenga más de un proceso diferente, se puede asignar un orden de magnitud en función del mayor o menor peso que ha tenido cada fenómeno en la inundación, e incluso señalar agravantes que hayan podido incrementar los daños (problemas de alcantarillado, taponamientos, rotura de motas, etc.).

Para valorar la envergadura de cada evento, además de revisar los registros de caudal o precipitaciones, resulta de utilidad realizar comparaciones de algunos datos tanto en un mismo punto como en diferentes llanuras a lo largo del valle fluvial. Por un lado, dado que el encuestado puede conocer más de una inundación, puede realizar una valoración sobre la mayor o menor envergadura de cada caso. Además, también aportan información de interés las diferencias en la extensión ocupada por la lámina de agua, su velocidad, calado o los daños provocados.

Respecto a los daños, la estructura contemplada en el CNIH está muy extendida y ofrece buenos resultados, al recoger información sobre víctimas, viviendas, infraestructuras, industrias, agricultura y ganadería y servicios básicos. No obstante, para generar una base de datos más completa pueden insertarse detalles adicionales (por ejemplo: tipo de vivienda en bloque o unifamiliar).

El pasado es reflejo del futuro, y *a priori*, esta recopilación de datos históricos persigue que las evidencias conocidas no escapen al análisis de la inundabilidad. Un límite orientativo o cualitativo no debe desecharse, pues ante condiciones naturales está constatando el desbordamiento del cauce en ese tramo. No obstante, ni todos los datos tienen igual calidad ni todas las zonas que se inundaron en el pasado tienen por qué inundarse en la actualidad. La información aportada por un encuestado sobre un evento acaecido hace décadas no tiene igual peso que la cartografía obtenida de rigurosos trabajos de campo sobre una inundación reciente. Por estos motivos, antes de comenzar la extrapolación directa de datos es necesario abordar tratamientos para diferenciar entre la información crucial para el análisis hidráulico, el referente básico para zonificar la inundabilidad, el dato impreciso pero relevante como complemento o los valores a descartar bien por su carácter incierto o bien por actuaciones artificiales. Esta mayor o menor representatividad debe analizarse en cada caso.

Tabla 21. Ejemplo de campos a rellenar sobre el evento a partir de encuestas.

DATOS SOBRE EL EVENTO		
FECHA	Referencias al momento del evento (hora, acontecimientos de referencia, etc.):	
DURACIÓN		
UBICACIÓN		
Cuenca:	Subcuenca:	Río/arroyo:
Provincia:	Municipio:	Localidad:
Nº hoja 1:5.000:	Nº llanura:	Otros datos:
TIPO DE INUNDACIÓN		
(ordenar de 1 a 3 según su participación) Desbordamiento fluvial: Desbordamiento arroyos laterales: Deficiencia de drenaje: Escorrentía de ladera: Oleaje: Pleamar:		
OTROS AGRAVAMIENTOS: Deshielo ☐ Alcantarillado ☐ Infraestructuras ☐ Otros:		
DETALLES:		
Datos de caudal (indicar estación y fuente):		
Datos de precipitaciones (indicar estación y fuente):		
DATOS SOBRE LA ENVERGADURA DEL EVENTO		
MAGNITUD: La más grande ☐ Grande o de las mayores ☐ Mediana ☐ Pequeña o habitual ☐ s/d ☐		
COMPARATIVA: Mayor que la del año: Menor que la del año: Similar que la del año: Otras observaciones:		
OCUPACIÓN DE LA ZONA INUNDABLE: (estimada por el técnico, teniendo en cuenta las indicaciones del encuestado sobre superficie ocupada) <10% ☐ 10-30% ☐ 30-50% ☐ 50-70% ☐ 70-90% ☐ >90% ☐ 70-90% ☐ s/d ☐ Otra información relativa a la extensión (nombres de zonas, barrios, calles afectadas, etc.):		
LÁMINA DE AGUA: Sobre la velocidad: Rápida ☐ Lenta ☐ Sobre el calado: < 0,5m ☐ 0.5-1m ☐ 1-1.5 ☐ 1.5-2m ☐ >2 ☐ s/d ☐ Procedencia de los datos de calado: Encuesta ☐ Registro epigráfico ☐ Placa ☐ Fotografía ☐ Video ☐ Dato de calado exacto: Ubicación:		
DEPÓSITO / EROSIÓN: Características (por ejemplo: granulometrías): Zona y extensión del depósito/erosión:		
DETALLES ADICIONALES:		

4.3.3. Validación de datos y secuencia de inundaciones

Durante la recopilación de información sobre inundaciones históricas se han descrito varios criterios a tener en cuenta para abordar su validación y generar un resultado lo más preciso posible. Hay que tener en cuenta que determinados datos ya poseen una fiabilidad inherente, como las procedentes del personal dedicado al seguimiento de eventos (Protección Civil o Confederaciones Hidrográficas). Otras fuentes, como las encuestas a la población ribereña, pueden tener precisión en las características de un evento, pero sin embargo pueden manifestar inseguridad en algunos datos, como la fecha precisa en la que se desarrollaron los acontecimientos. Varias encuestas coincidentes o la comparación de datos entre fuentes diferentes permiten validar y concretar algunas de estas imprecisiones.

Tras la validación, el siguiente proceso es la clasificación de los datos en función de su mayor o menor aplicación en la zonificación de la peligrosidad. Por un lado, los datos de calado ya representan una valiosa fuente de información complementaria para todas las disciplinas implicadas en el estudio de la inundabilidad. El resto de información puede servir de apoyo para valorar el grado de ajuste de las cartografías o frecuencias de inundaciones obtenidas de los estudios geomorfológicos o de la modelización hidráulica, pero para ello se necesita una ubicación geográfica mínimamente precisa de los referentes de inundaciones históricas, teniendo en cuenta la escala de trabajo 1:5.000.

En este sentido, se plantea la reconstrucción de una secuencia de las inundaciones históricas en función de la precisión o relevancia de sus datos cartográficos, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Localización geográfica de los eventos. Las alusiones de carácter general que no permiten localizar zonas concretas afectadas por la inundación pierden aplicación, salvo que varias fuentes se complementen entre sí para obtener ubicaciones más precisas o para realizar estimaciones con un grado de acierto aceptable. Por ejemplo, si una inundación carece de información geográfica pero se conoce que su envergadura fue mayor a la de otro evento previo con localización concreta, se puede estimar su extensión mínima tomando de referencia el evento comparable. Ante alusiones del tipo "el río se desbordó en su curso bajo" o "se inundó esta ciudad", se conserva el dato e incluso puede resaltarse el nombre de la población en la cartografía, pero el evento no

formará parte de la secuencia de inundaciones históricas con precisión cartográfica.

- De los eventos con información más localizada, debe constatarse que la inundación realmente ha tenido lugar, aspecto que se deduce directamente cuando procede de algunas fuentes como las administraciones, placas o marcas epigráficas, hemeroteca, fotografías, videos, etc. En el caso de las encuestas debe considerarse el grado de seguridad del encuestado, la coincidencia de varios encuestados, la confirmación en otras fuentes o los datos de aforo o meteorológicos. Una vez validado el evento pasa a formar parte de la secuencia de inundaciones cartográficas.

Tabla 22. Ejemplo de validación de datos recopilados. En gris, los eventos desestimados. Q: Caudal; A: Fuente documental; H: Hemeroteca; F: Foto.

Año evento	Nº encuestados que citan el evento	Fuentes complementarias	Eventos seleccionados
1943	2	Q	Al menos un evento en la década de los 40
1944	1	-	
1957	18	A, H	1957
1962	1	Q	1962
1965	5	A, Q	1965
1971	3	Q	1971
1988	0	A, Q	1988
1992	1	-	--
1998	2	-	1998
2000	1	H, Q, F	2000
2005	3	H	2005
2006	3	F	2006
2007	1	H	2007

Ejemplo 1. Secuencia de inundaciones históricas en el río Palancia (Valencia)

En la recopilación de inundaciones históricas en un tramo del río Palancia se descartaron 10 inundaciones acaecidas en el periodo 1581 - 1929, procedentes de fuentes documentales en las que no ha sido posible identificar puntos concretos ni localidades afectadas, resultando un listado preliminar de 13 eventos (ver Tabla 22). Dos de los eventos se descartan del listado (en verde) porque las fuentes de información son deficientes y no permiten asegurar su ocurrencia y el resto configuran la secuencia de inundaciones. En ella se incluyen eventos aunque la fecha exacta de ocurrencia no esté bien constatada, siempre y cuando el resto de información permita confirmar que ha tenido lugar una inundación. En este caso se ha estimado que 3 encuestas independientes que aluden a un evento en la década de los 40 es información suficiente para constatar al menos una inundación en esta época.

Ejemplo 2. Secuencia de inundaciones históricas en el río Pas (Cantabria)

En la Tabla 23 ya se ha realizado un análisis de fiabilidad y validación de los datos, donde la procedencia de la información o la coincidencia entre varias fuentes ha permitido confirmar la ocurrencia de los eventos mostrados. En la columna de análisis se incluyen comentarios sobre las causas que llevan a seleccionar o no cada evento, en función de si los datos recopilados permiten localizar zonas afectadas por la inundación. De los 30 eventos constatados en la cuenca, se dispone de información que permite ubicar los terrenos afectados por 17 de esas inundaciones, que son las que configurarán la secuencia de inundaciones preliminar. No obstante, determinados eventos inicialmente descartados en la cartografía por falta de precisión, podrían participar en otros apartados de interés, como en la jerarquización de las inundaciones en función de su magnitud planteada en apartados siguientes. Esta posibilidad podría darse con el evento que tuvo lugar en la década de los 30 del Siglo XVIII, una gran inundación con numerosas víctimas que puede representar el evento más intenso de los constatados en la serie.

Tabla 23. Inundaciones históricas recopiladas en la cuenca del Pas y selección de eventos en función de la posibilidad de localizar zonas afectadas (INDUROT, 2007).

Evento	Fuente	Localidad	Descripción	Análisis
1396	González (2000)	San Pedro de Alceda	Destruyó la iglesia	Válido
10 septiembre 1581	CHN y González (2000)	San Vicente de Toranzo		Sin ubicación concreta
Septiembre 1730	CHN y González (2000)	Todo el valle de Toranzo	Numerosos puntos afectados, con víctimas	Sin ubicación concreta
Septiembre 1736	CHN y González (2000)	Todo el valle de Toranzo	69 fallecidos y numerosos destrozos en edificios	Sin ubicación concreta
1737	CHN y González (2000)	Todo el valle de Toranzo	93 personas fallecidas, 74 casas, una iglesia, 5 ermitas, 3 ferrerías y numerosos molinos	Sin ubicación concreta
30 junio 1775	Libro inédito	Bárcena de Carriedo	Destruyó la iglesia del pueblo	Válido
19 agosto 1834	CHN y González (2000)	Todo el valle de Toranzo. Sta. María Cayón	Varias personas ahogadas. Numerosos destrozos. Participación de arroyos laterales, como el Jonaz. Dos casas con marcas epigráficas en Santa María de Cayón.	Válido
2 junio 1844	Libro inédito	Bárcena	Destruyó la iglesia de Bárcena	Válido
1 septiembre 1861	Libro inédito	Renedo	Derribó el puente del ferrocarril de Isabel II.	Válido
Septiembre 1862	CHN	Puente Viesgo	Inundó desde Puente Viesgo hasta casi la desembocadura	Sin ubicación concreta
12 octubre 1862	CHN y González (2000)	Puente Viesgo	Inundó desde Puente Viesgo hasta casi la desembocadura. Afectó también al balneario de Puente Viesgo.	Válido
Noviembre 1862	CHN	Puente Viesgo	Inundó desde Puente Viesgo hasta casi la desembocadura.	Sin ubicación concreta
1871	Libro inédito	Varias		Sin ubicación concreta
1883	Libro inédito	Corvera-Toranzo	Descrita como una gran inundación	Sin ubicación concreta
Julio 1888	Libro inédito	Corvera	Varias en este año en Marzo y Abril y posiblemente en Julio	Sin ubicación concreta
15 enero 1895	Libro inédito	Corvera (Barrio de Pasias)	Afectó al pueblo de Corvera, destruyendo todas las defensas que existían. Se considera importante.	Válido
12 marzo 1895	Libro inédito	Corvera	De dimensiones mayores que la anterior, coincidiendo con el deshielo.	Válido. Misma extensión que evento anterior
13 octubre 1907	Libro inédito	Iruz, Toranzo, El Soto		Sin ubicación concreta
07 abril 1908	Libro inédito	Tiró el puente de Carandía		Sin ubicación concreta
21 junio 1908	Libro inédito			Sin ubicación concreta
1 marzo 1917	Encuesta y González (2000)	Poca información		Sin ubicación concreta
Julio 1931	CHN y González (2000)	S. Vicente de Toranzo, Alcena, Ontaneda, Entrambasaguas	Afectó al ferrocarril en San Martín. El Junquera, afluente del Pisueña, se desbordó causando graves daños en sembrados y fincas ribereñas además de derribar varios puentes.	Válido
12 octubre 1953	Encuestas	Oruña y otros	Restaurante del Sr. Setién el agua alcanzó dos metros de calado, destrozando la farmacia próxima así como varias viviendas de vecinos.	Válido
18-19 septiembre 1969	CHN y Encuestas	Vega de Pas, Toranzo, Corvera, Renedo, Carandía, Vioño. Vega de Pas	Descrita como una gran inundación, con cartografía y calados en varias zonas	Válido
22 octubre 1974	CHN	Toranzo y Renedo de Piélagos	Con cartografía en varias zonas	Válido
26-27 agosto 1983	CHN	Toda la cuenca del Pas	Con cartografía en varias zonas	Válido
5 octubre 1992	Encuestas	Oruña	Fotos y cartografía	Válido
26 diciembre 1993	Encuestas	Llanura de Carandía-Renedo	Fotos y cartografía	Válido
28 septiembre 1994	Encuestas	Renedo	Video y cartografía	Válido
Noviembre 2005	Encuestas	Barrio de San Román	Fotos y cartografía	Válido

4.3.4. Calados

Parte de la información recopilada ofrece datos de calado en puntos concretos, información que, debido a su elevado interés para todas las disciplinas implicadas en el estudio de la inundabilidad, debe incorporarse en las bases cartográficas siempre que sea posible. Adquieren especial relevancia los calados ligados a eventos más recientes, tanto por su mayor representatividad actual como por las mayores posibilidades de análisis, sobre todo ante la disponibilidad de datos de precipitaciones y aforo asociados. La localización de varios datos de calado en un mismo emplazamiento ofrece múltiples posibilidades de análisis, especialmente en la estimación de frecuencias de inundación, con resultados de elevado valor y prevalencia.

Figura 108. Desbordamiento del río Pas en Cantabria (avenida de 27-08-1983). Se obtiene un calado mínimo ya que la fotografía no tiene por qué ser representativa del momento de caudal máximo (fuente: INDUROT, 2007).

Figura 109. Desbordamiento del río Jarama en 1997. A la derecha, rotura en una escollera de la zona (fuente: David Uribelarrea del Val, UCM).

Figura 110. Tintado de fachadas provocado por los sedimentos en suspensión, que aporta valores de alta precisión en el calado alcanzado por las inundaciones (fuente: INDUROT, 2004).

El valor del calado puede ser mínimo o más exacto en función de la fuente de referencia, precisión que debe reflejarse a la hora de almacenar la información, pues en función de ella el dato puede servir para identificar errores importantes en el modelo hidráulico o puede llegar a utilizarse para calibrar el modelo (por ejemplo, realizar ajustes finos de los parámetros de rugosidad).

Se considera que el dato del calado es un valor mínimo a tener en cuenta en aquellos casos donde la información no tiene por qué representar necesariamente el momento máximo de la avenida, como ocurre en las fotografías, videos y en algunas encuestas. En estos casos, y salvo que se conozca la hora de la fotografía y otras fuentes que permitan detallar la coincidencia con el momento

Figura 111. Placas indicando la altura que alcanzaron algunas inundaciones históricas (fuente: INDUROT, 2004).

Figura 112. Inundaciones de la vega de Vegañán en el río Narcea (Asturias). Arriba, inundación del año 2003 (fuente: INDUROT, 2004) y abajo, de junio de 2010 (fuente: TRAGSA).

máximo, el dato puede almacenarse incorporando el símbolo ">" (mayor que), representando un "calado mínimo". En el caso de las encuestas, la infravaloración del calado real se ha puesto de manifiesto en el estudio piloto del bajo Nalón, donde la modelización hidráulica refleja calados muy superiores a los recopilados.
Hay encuestas que aportan datos concisos en altura y ubicación, y otras ofrecen un valor más orientativo y con una ubicación en ocasiones menos precisa, siendo recomendable reflejar este carácter aproximado, definiendo para estos casos una simbología o color diferente o almacenando la información con aclaraciones del tipo "calados según encuestas" o "calado orientativo".
Los datos de calado más exactos proceden de marcas epigráficas, tanto las señaladas con placas conmemorativas como mediante inscripciones de particulares, menos decorativas pero igualmente fiables. Algo similar ocurre con el tintado de fachadas impuesto por los sedimentos transportados en suspensión, observaciones directas y alusiones concisas de los afectados (por ejemplo: "llegó al tercer escalón") o de las fuentes documentales. En estos casos puede aludirse al dato como "calado preciso".

4.3.5. Inundabilidad natural y/o actual

El SNCZI persigue identificar la inundabilidad de los terrenos tanto en las condiciones más naturales posibles como en las condiciones actuales, motivo por el cual los referentes históricos recopilados tendrán su representación en alguna de las dos posibilidades.
No se plantea la definición de una inundabilidad en condiciones naturales atendiendo a tiempos geológicos, sino tomando como referente tanto las evidencias geomorfológicas como los referentes de inundaciones históricas que muestren una mayor correspondencia con las características del sistema fluvial más reciente. En ocasiones, los referentes de inundabilidad disponibles para definir la inundabilidad en condiciones naturales pueden ya ser representativos de una inundabilidad modificada artificialmente, siendo difícil definir la inundabilidad estrictamente natural. Por este motivo, a lo largo de los capítulos relativos al análisis histórico y geomorfológico se utiliza el término de inundabilidad natural como aquella representativa de las condiciones más naturales conocidas.
Cuando la inundabilidad actual sea representativa de unas condiciones bastante naturales, los datos históricos pueden mantener su validez. Ante condiciones actualmente alteradas por causas artificiales, debe abordarse un tratamiento adicional para valorar si los datos siguen siendo representativos, diferenciando entre los de condiciones históricas o más naturales, de los asociados a una inundabilidad actual y alterada por actuaciones artificiales.
La casuística que puede darse en relación con inundaciones históricas y las posibles modificaciones en los cauces es muy numerosa, motivo por el cual se proponen algunas indicaciones de tipo genérico, y abiertas a tratamientos que puedan mejorar los resultados:

- Se considera que los datos recopilados de inundaciones históricas son representativos de condiciones más naturales cuando el cauce adyacente a la zona afectada por inundaciones históricas carece de canalizaciones que claramente hayan modificado la sección del canal y de rellenos con continuidad y envergadura suficiente como para reducir la inundabilidad de gran parte de la unidad potencialmente inundable. También en el caso de que en la cuenca hidrográfica no se hayan creado embalses con capacidad significativa de laminación de avenidas, este aspecto será estimado en el análisis hidrológico. Se abordará un nuevo análisis para definir las condiciones actuales cuando los tramos analizados presenten alguna de estas alteraciones.
- *A priori*, las condiciones naturales también se contemplarán aunque se detecte una tendencia del cauce en las últimas décadas hacia el encajamiento, aspecto que puede darse por cambios en los usos del suelo de la cuenca o la presencia de embalses.
- Otras obras, como presencia de rellenos artificiales de pequeña envergadura o los dragados, requieren un tratamiento que dependerá de cada tramo (labores de mantenimiento, volumen de la carga fluvial, envergadura del dragado, etc.). Como su efecto ya quedará reflejado en la modelización hidráulica, en el análisis histórico no se contemplará esta situación y, salvo en situaciones justificadas, las inundaciones históricas previas a un dragado se mantienen como potencialmente representativas.
- Ante condiciones naturales que se mantienen en la actualidad, cuando en una determinada zona se disponga de información de un solo evento constatado (por ejemplo, marca epigráfica), se aplicará un principio de precaución, y dichos terrenos presentarán en el análisis geomorfológico-histórico al menos una inundabilidad baja.
- Para tratar separadamente los eventos que han tenido lugar ante condiciones más naturales de aquellos producidos en condiciones actuales

y alteradas, se debe recopilar la fecha de construcción de las obras que han podido modificar la inundabilidad y ubicarlos en la secuencia de inundaciones históricas.

Ejemplo 1. Efecto despreciable de los embalses

En un tramo fluvial se han recopilado 22 inundaciones históricas a lo largo de un periodo de 106 años. Dicho tramo presenta en cabecera dos embalses construidos a finales de la década de los 60. La cartografía recopilada de parte de las inundaciones presenta una extensión comparable antes y después de los embalses. Además, el número de inundaciones posteriores a las obras hasta la actualidad (celdas en verde en la Tabla 24) es más numeroso que las recopiladas previamente a las mismas, es decir, no puede estimarse un aumento de la inundabilidad (hecho posiblemente relacionado con una mayor accesibilidad de la información) pero sí se deduce que las obras no han repercutido significativamente en la inundabilidad. Unos resultados de este tipo señalarían que para estimar la recurrencia de inundaciones puede utilizarse toda la secuencia de inundaciones históricas, la cual será además representativa de condiciones naturales y actuales.

Ejemplo 2. Secuencia natural y secuencia artificial

En la secuencia de inundaciones históricas se insertan las fechas de construcción de obras artificiales (ver Tabla 25) que puedan modificar la frecuencia de inundación más natural y se realizan las siguientes observaciones:

- La extensión delimitada para las dos inundaciones previas a la construcción del embalse X serán representativas de la zona inundable mínima a tener en cuenta ante condiciones más naturales.
- Sin embargo, con posterioridad a la construcción del embalse X tuvo lugar en el año 1965 una inundación de extensión mayor a las previamente registradas, es decir, el embalse no ha reducido la superficie históricamente inundable. La superficie afectada por este evento pasa a considerarse como la representativa de condiciones naturales y de las condiciones alteradas por el embalse X.
- En torno al año 90 se canalizan algunas orillas, obras que no han evitado los desbordamientos pero se detecta una notable reducción en la extensión de las inundaciones. Dicha diferencia puede deberse al efecto de las obras o simplemente a que las avenidas tienen menor envergadura a las previamente constatadas. Salvo que haya información que permita determinar esta última opción, *a priori* conviene tratar separadamente los datos históricos previos y representativos de condiciones más naturales de los posteriores ligados a condiciones alteradas. La superficie inundada por estos eventos será representativa de la zona inundable mínima a tener en cuenta en condiciones actuales modificadas.

Tabla 24. Representación del efecto de una obra. Ejemplo 1.

1901	1918	1921	1928	1930	1938	1942	1953	1959	1963	1977
1980	1983	1984	1985	1988	1992	1993	1998	2001	2003	2007

Tabla 25. Representación de un cambio de secuencia por la presencia de una obra. Ejemplo 2.

1935	1948	EMBALSE X	1965	1968	1977	1989	CANALIZACIÓN	1997	2002	2004

4.3.6. Jerarquización de eventos históricos en función de su envergadura

Cuando se constata una inundación histórica en un determinado emplazamiento y además se conoce que en ese tramo fluvial hubo otras dos inundaciones de envergadura superior, para estimar la recurrencia de inundaciones pueden tomarse de referencia los tres eventos, aunque en esa zona sólo se haya obtenido información de uno. De esta forma es posible realizar estimaciones de la frecuencia de inundación más precisas, al considerar, no sólo información basada en datos reales, sino también al ofrecer la posibilidad de abarcar un periodo de tiempo más amplio que el contemplado con las estaciones de medida. Adicionalmente, para estimar periodos de retorno y contrastar los resultados del

modelo hidráulico, también se necesita conocer la magnitud o importancia de la inundación en el periodo analizado. Para mejorar la estimación de la frecuencia de inundación y apoyarse en la calibración de modelos, es necesario conocer la envergadura de los eventos recopilados en el análisis histórico.

La jerarquización de determinadas inundaciones históricas en función de su mayor o menor envergadura puede realizarse teniendo en cuenta no sólo los datos obtenidos de estaciones de aforo o meteorológicas, con un registro muchas veces demasiado corto, incompleto o con problemas, sino también el resto de información recopilada en el análisis histórico: superficie afectada por cada evento, alusiones de magnitud obtenidas de las encuestas, calados, etc. Para abordar la jerarquización de eventos en función de su magnitud es necesario seleccionar algunos datos que no siempre están disponibles, siendo habitual que varios eventos queden fuera del análisis por déficit de información o que los resultados sólo puedan aplicarse en tramos concretos. No obstante, debido al valor añadido de la información, es recomendable su tratamiento en las zonas donde sea posible.

Partiendo del listado de inundaciones obtenido de fuentes documentales y encuestas, junto con los datos de las estaciones de medida, a continuación se presenta una propuesta de indicadores a considerar para obtener una aproximación de la magnitud de cada evento, que permita ordenarlos en función de su mayor o menor envergadura. Debido a que cada indicador presenta ventajas e inconvenientes, se otorga un peso variable a cada uno, siendo el análisis combinado de los múltiples indicadores el que ofrece mayor validez al método. Se recomienda tener en cuenta las siguientes indicaciones:

- La red hidrográfica inundable será dividida en tramos con superficie de cuenca sin grandes variaciones, es decir, enfrentados a una dinámica de inundaciones comparable. El proceso de jerarquización de eventos se abordará en cada uno de estos tramos fluviales. El objetivo es evitar la comparación de los diferentes funcionamientos que puede tener una avenida aguas arriba y abajo de grandes confluencias de cauces.
- Selección de los datos a utilizar. Determinada información, como la extensión de una inundación, puede encontrarse puntualmente sobredimensionada debido a causas locales (taponamientos, avenidas de arroyos laterales, etc.), no respondiendo a la envergadura esperable del evento. Aunque cabe esperar que la repercusión de estos problemas locales sea despreciable, siempre que sea posible es mejor descartar esta información.
- La magnitud de cada evento viene definida por la suma de los pesos de los diferentes indicadores analizados. La puntuación de cada indicador se basa en la importancia y fiabilidad de la información que aporta sobre la magnitud. Para minimizar el posible grado de incertidumbre y aumentar la fiabilidad de los resultados, a cada indicador se le asigna un rango de valores.
- La suma total de los pesos asignados a cada indicador no tiene por qué estar referido a un número exacto, ya que este aspecto no variará los resultados. En el ejemplo siguiente se plantean cinco indicadores con pesos que varían entre 30 y 10, cuya suma total es de 115.
- Para obtener la puntuación final sobre la magnitud de cada una de las inundaciones históricas, se suman los puntos de cada indicador con dato y se divide entre la suma de sus pesos globales.
- El método planteado no representa una propuesta cerrada, tanto en lo que se refiere a los indicadores como a sus ponderaciones. En función del tipo y volumen de información pueden plantearse nuevos indicadores o variaciones dirigidas a aumentar la fiabilidad en los resultados. También puede incorporarse información del Consorcio de Compensación de Seguros sobre daños y número de indemnizados, datos meteorológicos, calados, etc.

4.3.6.1. Indicador 1. Datos de caudal

La principal ventaja de estos datos es que aportan un valor cuantitativo sobre la magnitud del evento, motivo por el cual se puede considerar como uno de los indicadores con mayor significación a la hora de concretar la magnitud del evento, otorgándole un peso de 30 respecto al total. Entre sus desventajas se encuentra la baja disponibilidad de estaciones, la proximidad o lejanía de la estación al área de estudio, la extensión y lagunas de la serie, etc. Puede encontrarse que la inundación histórica mejor constatada y de gran envergadura según las fuentes consultadas presente un reducido valor de caudal, en relación con problemas de la estación. Por estos motivos son necesarios indicadores complementarios.

El método de ponderación propuesto para este indicador es muy sencillo, basado en dos aspectos:

a) Mayor puntuación cuanto mayor sea el periodo de años con datos de caudal abarcado

b) Mayor puntuación cuanto mayor sea el dato de caudal en la serie

Pueden usarse varias estaciones, seleccionando las más próximas al área o tramo en estudio. Aunque en el ejemplo mostrado a continuación se han utilizado valores de caudal medio, también pueden utilizarse los caudales máximos. Este procedimiento también podría aplicarse para estaciones meteorológicas.

1. Puntuación del indicador

Tabla 26. Puntuación del indicador.

	Puntuación asignada a cada caudal según su valor en la serie de cada estación						
Periodo con datos	1er máximo	2º máximo	3er máximo	4º máximo	5º ≤x< 10º	10º ≤x< 20º	≥20º
<10 años	0,1-0,3	0-0,2	0	0	0	0	0
10-20 años	0,3-0,5	0,1-0,3	0-0,2	0	0	0	0
20-30 años	0,5-0,7	0,3-0,5	0,1-0,3	0-0,2	0	0	0
30-40 años	0,7-0,9	0,5-0,7	0,3-0,5	0,1-0,3	0-0,2	0	0
>40 años	1	0,7-0,9	0,5-0,7	0,3-0,5	0,1-0,3	0-0,2	0

2. Ponderación en una estación con datos de caudal medio para 36 años

Puede darse que los datos de caudal elevados no tengan correspondencia con inundaciones constatadas en el análisis histórico. Ante esta situación, *a priori* no debe asumirse la ocurrencia de una inundación.
El ejemplo siguiente muestra los valores más altos de caudal registrados en una estación cuyo periodo abarcado con datos es de 36 años. El valor más alto de la serie tuvo lugar en el año 1980 y el cuarto más elevado en el año 1993, fechas en las que existe abundante información sobre la ocurrencia de inundaciones. En los años 1973 y 1976 aparecen el segundo y tercer valor de caudal más elevado de la serie, fechas en las cuales no existe información que confirme la ocurrencia de inundaciones. No obstante, para valorar si el dato se corresponde con un evento susceptible de incorporarse en la secuencia de inundaciones, es recomendable realizar comprobaciones adicionales en el análisis histórico.

Tabla 27. Ponderación en una estación con datos de caudal medio para 36 años.

ESTACIÓN 1 (36 años)	1er máximo	2º máximo	3er máximo	4º máximo	5º ≤x< 10º	10º ≤x< 20º	≥20º
Caudales ordenados	417,2 (1980)	294,5 (1973)	264 (1976)	235,5 (1993)	181 - 135	135 - 106	<106
Puntuación	0,7-0,9	0,5-0,7	0,3-0,5	0,1-0,3	0-0,2	0	0
Inundaciones constatadas	SÍ	NO	NO	SÍ	SÍ	SÍ	NO

3. Ponderación de eventos considerando los caudales de dos estaciones

En la Tabla 28 se muestra una secuencia de inundaciones históricas, donde no se dispone de datos de caudal en los eventos de los años 1959 y 2003 (s/d: sin dato). En estos eventos este indicador no tendrá peso en el cómputo final.
En el evento del año 2001 se dispone de datos de caudal pero su valor es tan reducido que la puntuación final es de 0 puntos. Este caso es diferente a los anteriores, ya que existe un dato y aunque la puntuación del mismo es 0, su presencia debe contemplarse en la ponderación de este evento.
En los otros cinco eventos se han registrado caudales que permiten asignarles una puntuación, sumándose los resultados obtenidos de cada estación de aforo analizada. Los resultados deben ponderarse con respecto al valor máximo obtenido; en este caso es de 1,2 para la inundación de 1993, es decir, todos los valores se dividirán entre 1,2 para obtener la puntuación final del indicador.

Tabla 28. Ponderación de eventos considerando los caudales de dos estaciones.

Eventos	Estación 1 (36 años)	Puntuación	Estación 2 (32 años)	Puntuación	TOTAL	Ponderado respecto máximo
1959	s/d	--	s/d	--	--	--
1977	5º-10º	0-0,2	>20º	0	0-0,2	0-0,17
1980	1º	0,7-0,9	5-10º	0-0,2	0,7-1,1	0,58-0,92
1983	5º-10º	0-0,2	>20º	0	0-0,2	0-0,17
1988	>20º	0	5-10º	0-0,2	0-0,2	0-0,17
1993	4º	0,1-0,3	1º	0,7-0,9	0,8-1,2	0,67-1
2001	>20º	0	>20º	0	0	0
2003	s/d	--	s/d	--	--	--

4. Jerarquización de eventos resultante de este indicador

La ordenación de los eventos según la mayor o menor magnitud obtenida de este indicador sería la siguiente, siendo "mayor o igual" cuando el rango de valores se superpone entre eventos, claramente "mayor" cuando no hay superposición, "igual" cuando los valores entre eventos son los mismos y quedan sin jerarquizar los eventos sin información.

Tabla 29. Jerarquización de eventos resultante de este indicador.

Jerarquización	1993	1980	1977	1983	1988	2001	1959	2003
Puntuación	≥	>	=	=	=		s/d	s/d

4.3.6.2. Indicador 2. Magnitud del evento

Este indicador de magnitud se refiere al campo contemplado en la ficha de almacenamiento de datos sobre inundaciones históricas, obtenido generalmente de las encuestas, aunque también puede proceder de otras fuentes consultadas. Cuando un encuestado indica que una determinada inundación es la más grande que recuerda, alude al conocimiento de eventos mayores o menciona su carácter habitual; dicha información adquiere una alta validez en la jerarquización, sobre todo cuanto mayor sea el número de encuestas independientes que repiten dichas alusiones. No sólo sirve como complemento a los datos de caudal, sino que puede ofrecer información igualmente válida cuando no existen estos datos cuantitativos. Por estos motivos, se considera otro indicador con alta significación para estimar la magnitud del evento, otorgándole también un peso de 30 respecto al total.

El método de ponderación propuesto para este indicador tiene en cuenta los siguientes aspectos:

a) Observaciones realizadas por el encuestado o la fuente consultada sobre la magnitud del evento, señalando que el evento es "el mayor conocido", poniendo claramente de manifiesto su mayor envergadura, o señala que es "grande" o "de los mayores conocidos", en cuyo caso no se está seguro de que sea el más importante, o se conocen otros eventos similares.

b) Mayor puntuación a mayor número de encuestas independientes que defienden esta gran envergadura, considerando que una coincidencia de datos en cuatro encuestas son suficientes para obtener una validación muy significativa.

En el caso de alusiones sobre envergaduras menores (medianas, pequeñas o habituales) se asigna una puntuación de 0 para que entren

en la ponderación final con un peso nulo. Ante ausencia de comentarios sobre la magnitud se considera sin dato (s/d) y no entran en la ponderación.
Cuando se detecte una tendencia en las encuestas en destacar eventos que han ocurrido en fechas recientes, por ejemplo en los últimos 10 años, al objeto de mitigar una posible exageración del evento inducido por periodos de observación reducidos o memoria a corto plazo, puede ser recomendable utilizar solamente aquellas encuestas procedentes de personas que han residido en la zona un periodo superior a 10-20 años.

1. Puntuación del indicador

Tabla 30. Puntuación del indicador.

	Respuestas sobre la magnitud de la avenida				
Nº ENCUESTAS	Muy grande	Grande	Mediana/Pequeña	Sin dato	≥20º
≥4	1	0,5-0,7	0	--	0
2 y 3	0,5-0,7	0,3-0,5	0	--	0
1	0,2-0,4	0,1-0,3	0	--	0

2. Ponderación del indicador

En la Tabla 31, dentro del campo relativo a las respuestas sobre magnitud del evento, se señala en primer lugar el número de encuestas seguido de la puntuación correspondiente. Se ha obtenido puntuación en los eventos de 1980 y 1993, el valor es 0 para los eventos de 1977 y 1988, ya que los encuestados los describen como eventos medianos de menor envergadura, y finalmente en 4 eventos no se dispone de información.

Tabla 31. Ponderación del indicador.

	Respuestas sobre la magnitud de la avenida				
Evento	Muy grande	Grande	PUNTUACIÓN TOTAL	Ponderación respecto máximo	Otros
1959	s/d	s/d	s/d	s/d	--
1977	--	--	0	0	Mediana
1980	3 (0,5-0,7 pto)	1 (0,1-0,3 pto)	0,6-1	0,6-1	--
1983	s/d	s/d	s/d	s/d	--
1988	--	--	0	0	Mediana
1993	1 (0,2-0,4 pto)	3 (0,3-0,5 pto)	0,5-0,9	0,5-0,9	--
2001	s/d	s/d	s/d	s/d	--
2003	s/d	s/d	s/d	s/d	--

3. Jerarquización de eventos resultante de este indicador

Como se ha indicado anteriormente, la ordenación de los eventos según la mayor o menor magnitud obtenida de este indicador sería la siguiente, siendo "mayor o igual" cuando el rango de valores se superpone entre eventos, claramente "mayor" cuando no hay superposición, "igual" cuando los valores entre eventos son los mismos y quedan sin jerarquizar los eventos sin información.

Tabla 32. Jerarquización de eventos resultante de este indicador.

Jerarquización	1980	1993	1977	1988	1983	2001	1959	2003
Puntuación	≥	≥	=	=	s/d	s/d	s/d	s/d

4.3.6.3. Indicador 3. Número de encuestas que aluden al evento

Cuando varias encuestas a lo largo de la zona inundable mencionan un evento concreto, ya se está obteniendo información de la repercusión del mismo. Como se comentó anteriormente, los eventos recientes son más fácilmente recordados en la memoria de los encuestados, pudiendo ser aludidos en numerosas ocasiones sin representar necesariamente el evento de mayor envergadura. Sin embargo, cuando los encuestados aluden a inundaciones más antiguas, transcurridas varias décadas, se refleja más claramente la intensidad que debió alcanzar la inundación. Este indicador se considera el tercero de mayor peso del total, planteando un valor de 25.

El método de ponderación propuesto para este indicador tiene en cuenta los siguientes aspectos:

a) Número de encuestas independientes que aluden al evento

b) Años transcurridos desde la inundación hasta la realización de la encuesta

De esta forma se persigue definir con mayor puntuación el evento que con mayor probabilidad presentó alta envergadura, disminuyendo el valor a medida que se reducen los indicadores y la fiabilidad.

1. Puntuación del indicador

Tabla 33. Puntuación del indicador.

	Años transcurridos desde el evento			
Nº ENCUESTAS	≤10	10<x ≤20	20<x ≤ 40	>40
≥4	0,1-0,3	0,3-0,5	0,5-0,7	1
2 y 3	0-0,2	0,1-0,3	0,3-0,5	0,5-0,7
1	0	0-0,2	0,1-0,3	0,2-0,4

2. Ponderación del indicador

Tabla 34. Ponderación del indicador.

Evento	Nº encuestas	Puntuación	Ponderación respecto máximo	Evento	Nº encuestas	Puntuación	Ponderación respecto máximo
1959	5	1	1	1988	3	0,1-0,3	0,1-0,3
1977	1	0,1-0,3	0,1-0,3	1993	5	0,3-0,5	0,3-0,5
1980	5	0,5-0,7	0,5-0,7	2001	1	0-0,2	0-0,2
1983	1	0,1-0,3	0,1-0,3	2003	4	0,1-0,3	0,1-0,3

3. Jerarquización de eventos resultante de este indicador

Tabla 35. Jerarquización de eventos resultante de este indicador.

Jerarquización	1959	1980	1993	1977	1983	1988	2001	2003
Puntuación	>	≥	≥	=	=	=	≥	=

4.3.6.4. Indicador 4. Porcentaje de llanuras con ocupación máxima

Uno de los datos tomados durante el análisis histórico, especialmente durante las encuestas, es la cartografía de algunas inundaciones, en función de la cual el técnico incorpora a la ficha el porcentaje de superficie ocupada en cada unidad inundable. En llanuras con alta inundabilidad, es habitual que los eventos abarquen la totalidad de los terrenos, aspecto que limita la jerarquización de eventos atendiendo a la mayor o menor superficie ocupada por cada inundación. No obstante, dicha información adquiere mayor valor cuando en una misma unidad inundable se han cartografiado diferentes extensiones por cada evento, aspecto más objetivo como indicador de su mayor o menor envergadura. El peso planteado para este indicador es de 20.
El método de ponderación propuesto para este indicador tiene en cuenta los siguientes aspectos:

a) Se asignará 1 punto a cada evento cuando la extensión cartografiada en cada unidad inundable presente el valor más alto (puede ser mayor o igual a otros eventos) o ha sido el único evento con información de extensión.

b) Se suman las veces que se da la situación anterior en las distintas unidades inundables a lo largo del tramo tomado de referente.

c) Se calcula el porcentaje en el que se da esta situación con respecto al total de unidades inundables.

d) El porcentaje resultante se traslada directamente a valores entre 0 y 1 para obtener la puntuación de este indicador en cada evento.

1. Ponderación del indicador

Se presenta un ejemplo que abarca un tramo con una longitud de unos 40 km, donde no se producen diferencias significativas en la superficie de cuenca. Se seleccionan las unidades inundables con información cartográfica sobre la extensión de inundaciones históricas, correspondientes en este caso a 40 de 55. La avenida que más veces ha presentado mayor extensión ha sido la del año 1980, seguida de las del año 1993, 1959, 2003 y en último lugar, con marcada diferencia, la del año 1977.

Tabla 36. Puntuación del indicador.

	% ocupación de inundaciones históricas				
Unidad inundable	1959	1977	1980	1993	2003
2I			50*	50*	
3I	95*		95*	95*	
4I	95*	50	90		
5D			85	85	75
5I	70*				
6D	95*		95*	90	90
6I	95*		90	90	95*
7D	90*		90*	90*	90*
7I	95*		95*	95*	95*
8D	95*		90	90	90
8I			90	90	95
9D			95*	95*	95*
10D			90	90	95*
11D			80*	80*	80*
12D			90*	60	90*
12I	100*		100*	100*	100*
13D			90*	80	70
14D			80*	80*	80*
14I			75	45	45
15D			42*	30	
15I			80*	80*	40
167I					35*
16D				5*	
16I				55*	30
17D			50*		
17I			80	95*	
18I			20	35	50*
20I			40*	30	20
21I			30		
22D			5	10	
22I			50*		
24I			20*		
27I		15			
29D			10*		
29I			20*		
31D		2*	2*		
31I			45*		
34D	80*		40		
37I	85*				
38D	95*				
Total %	91	22	63	68	73
Nº veces evento máximo	12	1	23	14	12
% evento máximo	27,3	2,27	52,3	31,8	27,3
Puntuación	0,27	0,02	0,52	0,32	0,27
Ponderación respecto máximo	0,5	0	1	0,6	0,5

* El asterisco señala en cada unidad inundable el evento o eventos que alcanzaron la máxima extensión.

2. Jerarquización de eventos resultante de este indicador

Tabla 37. Jerarquización de eventos resultante de este indicador.

Jerarquización	1980	1993	1959	2003	1977	1988	1983	2001
Puntuación	>	>	≥	>		s/d	s/d	s/d

4.3.6.5. Indicador 5. Otras fuentes de datos

Los anteriores indicadores se basan principalmente en datos obtenidos de las encuestas, pero en el análisis histórico se consultan otras fuentes como la hemeroteca, artículos, libros locales o recopilaciones previas, que aluden normalmente a aquellas inundaciones de mayor entidad y que han provocado daños materiales. En este caso, la ponderación se centra en otorgar mayor puntuación cuanto mayor sea el número de fuentes que aluden al evento. Debido a que estas fuentes tienden a documentar los eventos más recientes, se plantea un peso en el análisis global de 10.

1. Puntuación del indicador

En el caso de que las fuentes consultadas sean numerosas, podría modificarse la puntuación teniendo en cuenta otro tipo de criterios, como el número de fuentes que aluden al evento con respecto al número total de fuentes documentadas. En el caso de que ninguna fuente aluda a un determinado evento, se asigna una puntuación de 0 para que estos casos también queden contemplados en la ponderación final, en vez de quedar recogido como sin dato.

Tabla 38. Puntuación del indicador.

Nº FUENTES	0	1	2	3	≥4
PUNTUACIÓN	0	0,1-0,3	0,3-0,5	0,5-0,7	1

2. Ponderación del indicador

En este caso el valor máximo ha sido de 0,7 para la inundación del año 1959. Para obtener un rango de puntuación entre 0 y 1, se pondera la puntuación respecto al máximo obtenido, dividiendo cada valor entre 0,7.

Tabla 39. Ponderación del indicador.

Evento	Nº fuentes	Puntuación	Ponderación respecto máximo	Evento	Nº encuestas	Puntuación	Ponderación respecto máximo
1959	3	0,5-0,7	0,71-1	1988	0	0	0
1977	0	0	0	1993	2	0,3-0,5	0,43-0,71
1980	2	0,3-0,5	0,43-0,71	2001	0	0	0
1983	0	0	0	2003	1	0,1-0,3	0,14-0,43

3. Jerarquización de eventos resultante de este indicador

Tabla 40. Jerarquización de eventos resultante de este indicador.

Jerarquización	1959	1980	1993	2003	1977	1988	1983	2001
Puntuación	≥	≥	≥	>	≥	≥	≥	

4.3.6.6. Combinación de indicadores

Con el tratamiento combinado se persigue aprovechar los valores más fiables que ofrece cada parámetro de forma independiente y compensar los problemas y carencias existentes en cada uno de ellos. Conviene diferenciar claramente entre campos sin datos de otros con una puntuación 0, ya que de esta forma no se perderá la información sobre la menor envergadura del evento que aporta esta última situación. Se suma el valor de cada indicador con dato y el total se divide entre la suma de sus pesos correspondientes, de la siguiente forma:

$$\overline{I}_w = \frac{\sum_{i=1}^{5} I_i \cdot w_i \cdot \chi(I_i)}{\sum_{i=1}^{5} w_i \cdot \chi(I_i)}$$

Donde I_i denota el indicador (relativizado) i-ésimo, w_i el peso del indicador i-ésimo y $\chi(I_i)$ la función característica de valor válido para I_i (es decir, es 1 si el valor es válido y es 0 en el caso de ausencia de dato). En la Tabla 41 se muestran los resultados de combinar los valores según estas indicaciones.

Como resultado se obtiene un rango de valores, con un máximo y un mínimo, indicadores de la magnitud para cada evento y que permiten jerarquizar las inundaciones en función su mayor o menor entidad. Con este método no se persigue una jerarquización exacta sino obtener una agrupación de inundaciones similares entre sí a la vez que claramente diferentes de otros grupos. Una vez clasificados, la constatación de un evento de entidad baja o media en una zona permite deducir que dicha zona tuvo que ser afectada por los eventos agrupados en las categorías de magnitud superior, aunque no existan alusiones directas a estas inundaciones, aumentando con ello la frecuencia de inundación histórica a usar de referente en esa unidad.

Tabla 41. Combinación de los resultados obtenidos de cada indicador.

Evento	I_1 Caudal medio mensual				I_2 Magnitud del evento				I_3 Nº encuestas				I_4 % Evento máximo				I_5 Otras fuentes			
	Ptos	Peso (w_1)	Valor ($I_1\ w_1$)	$\chi(I_1)$	Ptos	Peso (w_2)	Valor ($I_2\ w_2$)	$\chi(I_2)$	Ptos	Peso (w_3)	Valor ($I_3\ w_3$)	$\chi(I_3)$	Ptos	Peso (w_4)	Valor ($I_4\ w_4$)	$\chi(I_4)$	Ptos	Peso (w_5)	Valor ($I_5\ w_5$)	$\chi(I_5)$
1959	s/d	30		0	s/d	30		0	1	25	25	1	0,5	20	10	1	0,71-1	10	7,1-10	1
1977	0-0,17	30	0-5,1	1	0	30	0	1	0,1-0,3	25	2,5-7,5	1	0	20	0	1	0	10	0	1
1980	0,58-0,92	30	17,4-27,6	1	0,6-1	30	18-30	1	0,5-0,7	25	12,5-17,5	1	1	20	20	1	0,43-0,71	10	4,3-7,1	1
1983	0-0,17	30	0-5,1	1	s/d	30		0	0,1-0,3	25	2,5-7,5	1	s/d	20		0	0	10	0	1
1988	0-0,17	30	0-5,1	1	0	30	0	1	0,1-0,3	25	2,5-7,5	1	s/d	20		0	0	10	0	1
1993	0,67-1	30	20,1-30	1	0,5-0,9	30	15-27	1	0,3-0,5	25	7,5-12,5	1	0,6	20	12	1	0,43-0,71	10	4,3-7,1	1
2001	0	30	0	1	s/d	30		0	0-0,2	25	0-5	1	s/d	20		0	0	10	0	1
2003	s/d	30		0	s/d	30		0	0,1-0,3	25	2,5-7,5	1	0,5	20	10	1	0,14-0,43	10	1,4-4,3	1

En la Tabla 42 se muestran los resultados obtenidos tras la aplicación de la fórmula descrita. Como se puede observar, únicamente se tienen en cuenta los indicadores cuya función $\chi(I_i)$ es igual a 1, es decir, para el evento del año 1959 se consideran los valores de 3 indicadores (I_3, I_4, e I_5) y el peso de los mismos. Sin embargo, para el evento del año 1980 se tienen en cuenta los valores y los pesos de los 5 indicadores.

Tabla 42. Rango de puntuaciones obtenido para cada evento.

Evento	Cálculos		Total	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
1959	(25+10+7,1) / (25+20+10)	(25+10+10) / (25+20+10)	0,77	0,82
1977	(0+0+2,5+0+0) / (30+30+25+20+10)	(5,1+0+7,5+0+0) / (30+30+25+20+10)	0,02	0,11
1980	(17,4+18+2,5+20+4,3) / (30+30+25+20+10)	(27,6+30+17,5+20+7,1) / (30+30+25+20+10)	0,63	0,89
1983	(0+2,5+0) / (30+25+10)	(5,1+7,5+0) / (30+25+10)	0,04	0,19
1988	(0+0+2,5+0) / (30+30+25+10)	(5,1+0+7,5+0) / (30+30+25+10)	0,03	0,13
1993	(20,1+15+7,5+12+4,3) / (30+30+25+20+10)	(30+27+12,5+12+7,1) / (30+30+25+20+10)	0,51	0,77
2001	(0+0+0) / (30+25+10)	(0+5+0) / (30+25+10)	0,00	0,08
2003	(2,5+10+1,4) / (25+20+10)	(7,5+10+4,3) / (25+20+10)	0,25	0,40

4.3.6.7. Análisis de resultados

En la Figura 113 se muestran gráficamente los valores que definirían la magnitud de cada evento, observándose los que se superponen entre sí y, en consecuencia, se asume una envergadura comparable, y los grupos claramente diferenciados. En la Tabla 43 se muestra como se utilizan estos resultados para estimar recurrencias de inundación.

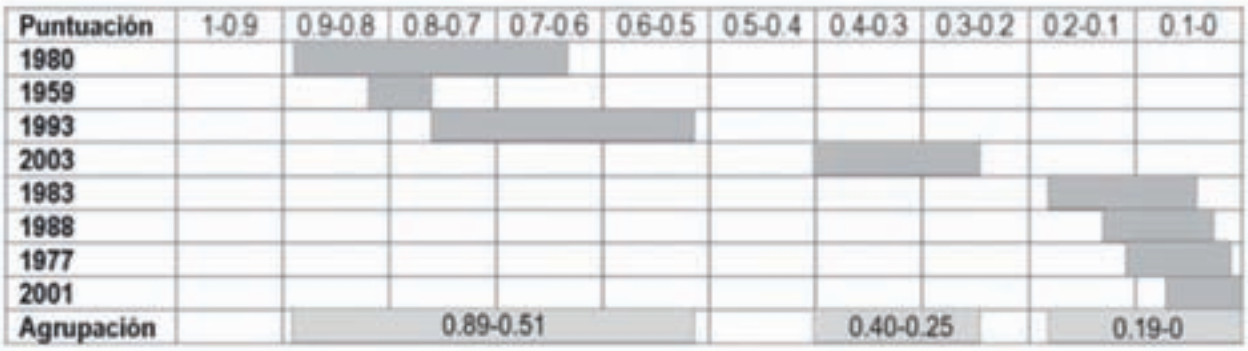


Figura 113. Representación que facilita la visualización de los tres grupos de inundaciones con envergadura claramente diferente entre sí.

En función de los resultados, pueden plantearse unos rangos para definir el orden de magnitud de cada evento: muy alta (1-0,8), alta (0,8-0,5), media (0,5-0,2) y baja (<0,2).

Tabla 43. Jerarquización de eventos resultante de este indicador.

Jerarquización	1980	1959	1993	2003	1983	1988	1977	2001
Puntuación	0,89-0,63	0,82-0,77	0,77-0,51	0,40-0,25	0,19-0,04	0,13-0,03	0,11-0,02	0,08-0
Agrupación	0,89-0,51			0,40-0,25	0,19-0			
Magnitud	Muy alta (1<x≤0,8)	Alta (0,8<x≤0,5)		Media (0,5<x≤0,2)	Baja (<0,2)			

Una vez obtenida la agrupación de inundaciones en función de su envergadura, algunas indicaciones a tener en cuenta a la hora de utilizar este análisis para realizar una primera aproximación a la inundabilidad son:

- Cuando en una unidad inundable sólo se haya constatado una inundación perteneciente al grupo de magnitud más elevado, como la del año 1980, no puede deducirse que también se vio afectada por los otros dos eventos del grupo: 1959 y 1993. Ante situaciones con un sólo dato, *a priori* se considerará como mínimo una inundabilidad baja, salvo que análisis posteriores indiquen claramente otras situaciones.
- Cuando en una unidad inundable se hayan constatado mediante el análisis histórico dos inundaciones, se reduce notablemente la probabilidad de que dicha unidad se asocie a un periodo de retorno de 500 años, incluso aunque los citados eventos pertenezcan a las categorías de magnitud más elevada. El tiempo transcurrido entre ambos eventos, así como entre el último evento hasta la actualidad, es relevante para valorar una inundabilidad con recurrencias más próximas a 100 años o a 50 años.
- El resto de posibles combinaciones, con eventos ubicados en los grupos más bajos, indicarán recurrencias mínimas de 50 años, aunque en muchos casos serán más representativas de 10 años.
- Pueden darse situaciones que conviene revisar. Los valores de dos inundaciones pueden presentar una superposición mínima (por ejemplo, la inundación del año 1959 con la del año 1993). En estos casos es recomendable analizar en profundidad la información recopilada de cada evento (disponibilidad de varios calados en una misma fachada, varias encuestas o fuentes documentales que defienden una situación concreta, etc.), al objeto de intentar valorar si pueden considerarse como eventos de magnitud diferente y, en consecuencia, mejorar las estimaciones de frecuencia.

4.3.7. Recurrencia de las inundaciones

La constatación en un mismo emplazamiento de varias inundaciones está ofreciendo información relevante sobre la frecuencia de inundación. Además, la jerarquización de eventos en función de su magnitud puede incrementar el número de eventos a tener en cuenta en dicho emplazamiento. Como resultado se obtiene una recurrencia mínima en, al menos, condiciones naturales, y tratamientos adicionales pueden permitir valorar cuáles de los eventos pueden contemplarse para estimar la frecuencia de inundación también en la actualidad.

Estos datos son muy valiosos y su grado de detalle depende de las dimensiones del emplazamiento tomado de referencia, pudiendo estar representado por una edificación concreta o por una unidad inundable. *A posteriori*, y cuando los datos lo permitan (por ejemplo, calados), puede realizarse extrapolación de resultados a otras unidades inundables próximas mediante análisis geomorfológicos e hidráulicos.

Son varios los métodos para estimar recurrencias de inundación, dándose variaciones en función del volumen de datos disponible y la posible influencia de cambios artificiales. A continuación se muestran varias alternativas de análisis en dos ejemplos aplicados a unidades inundables (ver Figura 116).

Figura 114. Tintado de la fachada de una edificación con marcas de varias inundaciones (a la izquierda dos niveles y a la derecha un nivel inferior adicional, generado por una inundación entre julio-2006 y mayo-2007).

Figura 115. Inscripción con el alcance de la avenida de febrero de 2007 (1,40 m). Nueva marca para la avenida del 12 de junio de 2010 y marca en el pilar eléctrico del 16 del mismo mes (río Nalón en Pravia, Asturias).

Figura 116. Unidades inundables contempladas en el bajo Nalón en Asturias y detalle de la unidad inundable analizada en la margen derecha de la desembocadura del río Palancia, Valencia.

4.3.7.1. Datos históricos abundantes y baja influencia artificial

En la Tabla 44 se muestra un ejemplo parcialmente basado en el estudio piloto del bajo Nalón, tramo donde el número de datos históricos es muy elevado. En la fila superior se muestran las unidades inundables analizadas, en la primera columna las inundaciones constatadas a lo largo del área de estudio y en el resto de columnas las alusiones directas de estas inundaciones en cada unidad, precisando la fuente de información. En la tabla se ha insertado la fecha de construcción de elementos artificiales que pueden haber afectado a la inundabilidad, en este caso dos embalses a finales de la década de los años 60. En las filas inferiores se muestra la fecha de los eventos extremos aludidos en cada unidad inundable y el periodo analizado hasta la actualidad, que será utilizado para estimar la recurrencia de inundaciones (Tabla 45 y Tabla 46). *A priori* puede verse que según el análisis histórico, los embalses no han reducido el número de inundaciones, motivo por el cual se considera que no repercuten en la inundabilidad obtenida en el análisis histórico. Por este motivo, para estimar la inundabilidad actual en cada unidad inundable, se ha tomado el total de los datos, equivalente tanto a las condiciones naturales como a las actuales.

Tabla 44. Inundaciones constatadas en las diferentes unidades inundables presentes en el curso bajo del río Nalón (Asturias). Fuente documental que constata la inundación: H: hemeroteca, E: encuesta, F: fotografía, O: observación directa. En verde, las inundaciones cuya ocurrencia puede deducirse gracias al proceso de jerarquización de eventos.

	DENOMINACIÓN DE CADA UNIDAD INUNDABLE						
Año evento	Santoseso	Pronga	Beifar	Narcea	Pravia	Cabaña	Peñaullán
1901	----	----	E	----	----	----	----
1918	E	E	E	----	----	----	----
1921	----	----	----	----	F	----	F
1928	E	E	----	----	----	----	----
1930	----	----	----	E	----	----	----
1938	E	E	----	----	----	----	----
1942	----	----	E	----	----	----	----
1953	----	----	E	E	E	E	E
1959	F, E	F, E	F, E	E	F, E, H	Deducida	E
1963	F	F	F	F	F	----	F
CONSTRUCCIÓN DE EMBALSES							
1977	E	----	----	----	----	----	F
1980	E	E	E	E	Deducida	E	F, E
1983	----	----	----	----	F, E	----	----
1984	----	----	----	----	----	----	H
1985	----	----	E	----	----	----	----
1988	E	E	----	----	H	----	----
1992	----	----	H	----	F	----	H
1993	Deducida	E, H	E, H	E	Deducida	E	E, H
1998	----	----	----	F, H	F, O	----	F, H, O
2001	----	----	----	----	F	----	----
2003	Deducida	E	E	Deducida	F, O, H	E	Deducida
2007	----	H	H, E	E, F, H, O	F, H	----	F
Nº EVENTOS	10	10	12	9	13	5	12
EXTREMOS	1918-2003	1918-2007	1901-2003	1930-2007	1921-2007	1953-2003	1921-2007
PERIODO	1918-2008	1918-2008	1901-2008	1930-2008	1921-2008	1953-2008	1921-2008

A la hora de estimar un parámetro poblacional desconocido a partir de una muestra, como es el caso de la recurrencia de inundación o probabilidad de que haya una inundación cada cierto periodo de años, puede optarse por una simple estimación puntual o bien aplicar una estimación por intervalos. La estimación puntual o promedio se calcula a partir de la proporción de años con inundaciones en el total de la muestra, dividiendo el periodo abarcado con información hasta la actualidad por el número de eventos constatados (Tabla 45). Esta opción es recomendable cuando los datos son abundantes, ya que el posible error de aplicar un promedio será reducido, priorizando con ello la elevada constatación de inundaciones obtenida.

Tabla 45. Estimación puntual de la recurrencia histórica. En la fila inferior se muestra la categoría de inundabilidad obtenida para cada unidad inundable.

	Santoseso	Pronga	Beifar	Narcea	Pravia	Cabaña	Peñaullán
Periodo	1918-2008	1918-2008	1901-2008	1930-2008	1921-2008	1953-2008	1921-2008
Años	90	90	107	78	87	55	87
Nº Eventos	10	10	12	9	13	5	12
Recurrencia	9	9	8,9	8,6	6,7	11	7,2
Inundabilidad	MF (Muy frecuente ≈ 10 años)					Alta probabilidad de MF	MF

Otra metodología posible es la estimación por intervalo (intervalo de confianza). Este método permite controlar el error que pudiera cometerse al no disponer de toda la información necesaria para estimar una recurrencia de inundación concreta. El intervalo de confianza es menos preciso que la estimación puntual, en el sentido de que se proporciona un rango de valores posibles en lugar de un solo pronóstico. Sin embargo, se compensa este inconveniente al proporcionar unos resultados más precisos, con un grado de confianza del 95%, que asegura que el intervalo dado contendría la constante a estimar para el 95% de las posibles situaciones que podrían haberse dado en los años considerados, aportando un pronóstico más sólido.

Existen diversos métodos para obtener intervalos de confianza para probabilidades. Muchos de ellos requieren tamaños de muestra grandes que a menudo son inaccesibles, sobre todo en lo relativo a inundaciones. Uno de los métodos de remuestreo para intervalos de confianza es el *Bootstrap* percentil, que consiste en simular la distribución muestral del estimador de partida (en este caso la proporción muestral de años con inundaciones) por *Monte Carlo* y determinar el intervalo al 95% a partir de los percentiles 2,5 y 97,5. Este método está implementado en muchos de los paquetes estadísticos de uso habitual. Se recomienda el uso de *The R Project for Statistical Computing* (http://www.r-project.org/), ya que es gratuito y compatible con todos los sistemas operativos, adjuntándose en el anejo IV un manual con las indicaciones para su manejo. No obstante, dependiendo de la muestra analizada, pueden aplicarse otras alternativas como el método *Score* (ver, por ejemplo, Agresti y Coull, 1998).

En este ejemplo se ha aplicado el método *Bootstrap* percentil a los datos de la tabla anterior, obteniendo un rango de frecuencias de inundación dentro del cual se encuentra el valor de la recurrencia con una confianza del 95%.

Tabla 46. Recurrencia estadística mediante *Bootstrap* percentil en las diferentes unidades inundables.

	Santoseso	Pronga	Beifar	Narcea	Pravia	Cabaña	Peñaullán
Eventos	10	10	12	9	13	5	12
T mín	1	1	1	1	1	1	1
T máx	25,39	25,39	25,32	22,78	20,04	24,69	21,74

La utilización de uno u otro método dependerá de cada caso. Realmente, en situaciones con abundante información histórica como la planteada en este ejemplo, el error que pudiera darse en la estimación de la recurrencia de inundación es muy bajo, haciendo recomendable aplicar la estimación puntual o promedio. Además, los datos históricos ante condiciones naturales representan un indicador mínimo de inundabilidad, ya que hay que tener en cuenta que difícilmente se recopila información de todas las inundaciones que realmente han tenido lugar. Concretamente, el análisis histórico señala frecuencias de inundación en las vegas analizadas de entre 6,7 y 11 años, es decir, se estima en condiciones naturales una categoría de inundabilidad muy frecuente, aquella con una recurrencia en torno a 10 años. A pesar del exhaustivo análisis histórico abordado en la zona, los estudios realizados *a posteriori* precisan valores de inundabilidad dominantes inferiores a 3 años.

4.3.7.2. Datos históricos reducidos y alta influencia artificial

En el siguiente caso, parcialmente basado en el estudio piloto realizado en el río Palancia (Valencia), se plantea un volumen de datos inferior así como varias interferencias artificiales que obligan a estimar, al menos, dos recurrencias de inundación, una para las condiciones más naturales o históricas y otra para las condiciones actuales o alteradas. En este caso, el ejemplo se centra en una sola unidad inundable para mostrar con detalle el procedimiento de análisis (Tabla 47).

La secuencia de inundaciones históricas detectada en esta unidad inundable está representada por 9 eventos que tuvieron lugar entre el año 1943 y 2006. Durante este periodo se han introducido varias obras artificiales para simular interferencias en la inundabilidad: el embalse X en el año 1959, una canalización del tramo en el año 1998 y el embalse Y en 2007. Ante esta situación pueden realizarse las siguientes consideraciones:

- La inundabilidad basada en eventos históricos para las condiciones más naturales sería, *a priori*, el previo a la construcción del primer embalse, donde la cartografía de las inundaciones históricas abarca la mayor superficie de todos los eventos analizados. En este caso concreto, toda la unidad inundable se vio afectada por 3 inundaciones, a las que, aplicando los métodos de promedio y *Bootstrap*, se obtiene una recurrencia de entre 5 a 11 años, es decir, se estima en condiciones naturales una categoría de "inundabilidad muy frecuente", aquella con una recurrencia en torno a 10 años.
- Según los datos mostrados en la tabla, el embalse X pudo haber reducido la frecuencia de inundación de 10 años a valores en torno a 20 años, pero no la extensión de las mismas, ya que según la información recopilada siguen abarcando toda la unidad. No obstante, dicha recurrencia no puede tomarse como representativa de condiciones actuales, pues falta por determinar el impacto del resto de actuaciones artificiales.
- A finales de la década de los 90 se canaliza parte del tramo fluvial y se constatan 2 inundaciones con posterioridad a estas obras pero que sólo afectan

Tabla 47. Recurrencias estadísticas mediante la estimación puntual o promedio y estimación por intervalo utilizando *Bootstrap* percentil. Cada estimación se realiza para periodos con posibles interferencias artificiales en la inundabilidad.

	Año evento	Nº eventos	Periodo	Promedio	Bootstrap	Superficie inundada
Condiciones naturales	1943	3 eventos Periodo: 1943-1957	1943-1959	5,3	<11	100%
	1946					
	1957					
Años Embalse X (1959)	1962	4 eventos Periodo: 1962-1988	1959-1998	9,8	<21	100%
	1965					
	1971					
	1988					
Canalizaciones (1998)	2000	2 eventos Periodo: 2000-2006	1998-2007	4,5	<8	<40%
	2006					
Embalse Y (2007)	--	0 eventos 2007-2008	2007-2008	4,5-?	<8-?	<40%

al 40% de la superficie de la unidad inundable que se está analizando. Al menos en ese 40% se obtiene una recurrencia de inundación inferior a 10 años, pero en el 60% restante se carece de datos de inundaciones ante condiciones alteradas. Una situación de este tipo haría recomendable la subdivisión de la unidad inundable previamente contemplada, una relativa al 40% más inundable y la otra al 60% restante.

- Adicionalmente, en el año 2007 se pone en servicio el embalse Y, cuyos efectos en la inundabilidad no pueden ser valorados mediante el análisis histórico debido a la ausencia de información y al reducido periodo de observación. Salvo que exista información indicando que la obra artificial realmente minimiza la inundabilidad (por ejemplo, análisis hidrológico-hidráulico o la constatación de la ocurrencia de un evento extremo que no provocó inundaciones), en general se asume que la ausencia de datos de inundaciones no debe enmascarar la información indicada por los datos históricos previos. En síntesis, es recomendable señalar ambos casos, pudiendo aportarse dos indicadores, por un lado un signo de interrogación para mostrar la posibilidad de alteración de la inundabilidad por la obra y, por otro, la recurrencia histórica que no se descarta pueda ser representativa de la actualidad, por ejemplo, la estimada en el periodo inmediatamente anterior.

4.3.7.3. Sólo un dato de inundación histórica

Una situación bastante habitual en el estudio de las zonas inundables es la disponibilidad de información histórica relativa a un solo evento, por ejemplo en el año 1982. En estos casos y ante condiciones naturales, se aplica un principio de precaución: dichos terrenos presentarán en el análisis geomorfológico al menos una inundabilidad baja o excepcional, la cual podría incrementarse teniendo en cuenta el resto de estudios realizados. En el caso de que con posterioridad al evento se hayan introducido alteraciones artificiales de entidad suficiente como para dudar de la representatividad actual del dato histórico, puede representarse cartográficamente un indicador mixto, uno señalando el año del evento en condiciones naturales y otro representado por una interrogación, acompañada del año de construcción de la obra que puede incidir en la inundabilidad.

4.3.8. Representación cartográfica y gestión de datos

Entre los objetivos de la presente guía se encuentra el de transmitir el valor añadido que ofrecen las inundaciones históricas en la definición de la inundabilidad. El almacenamiento de la información recopilada puede plantearse, mediante una base de datos que recoja

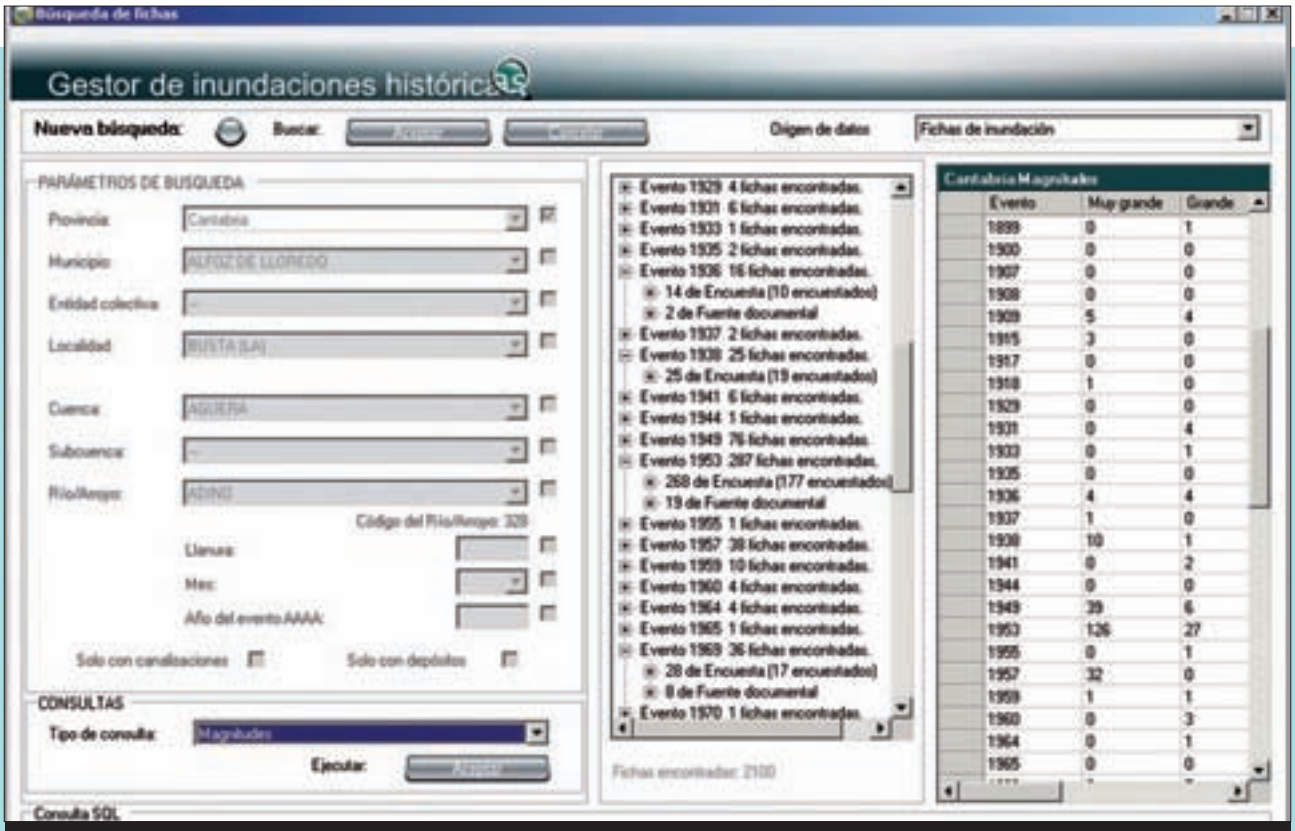


Figura 117. Gestor de datos de inundaciones históricas, incorporando las consultas más habituales.

las características de cada evento en cada pequeña porción de la zona inundable, siendo recomendable el uso de programas que permitan la rápida consulta y tratamiento de la información almacenada. La representación cartográfica en un SIG de los datos más relevantes constituye además un referente muy valioso.

La metodología planteada en el análisis histórico permite obtener abundante información cartográfica. Aunque la representación de datos se encuentra fuertemente influenciada por las características de cada estudio (volumen de información disponible, escala de trabajo, dimensiones de la zona inundable, objetivos, etc.), algunas de las opciones a contemplar pueden ser las siguientes:

- Aunque en la secuencia de inundaciones históricas cartográficas no se incorporen los eventos que no permitan concretar zonas afectadas, puede resaltarse el nombre de la localidad e indicar entre paréntesis el año o años de los eventos que podrían haber afectado al emplazamiento.
- Cuando la información señala la afección de un sector más concreto que el caso anterior (por ejemplo, "Plaza de España e inmediaciones") pero no se aporta información que precise los límites de la inundación, puede representarse mediante un punto con una definición en la leyenda del tipo "área afectada" o "ubicación zonal". Entre paréntesis pueden señalarse el año o años de los eventos recopilados en la zona.
- En ocasiones se obtiene información que señala elementos concretos (por ejemplo: iglesias) e incluso el calado alcanzado. El polígono de la edificación afectada puede ser rellenado con un color o trama que destaque sus antecedentes de inundación, acompañado de un indicador con la fecha del evento o eventos asociados. Es habitual que los calados con mayor precisión se ubiquen en estas edificaciones, y como representa un dato de especial valor, es recomendable su cartografía mediante puntos, acompañados del dato de calado o calados para cada evento. El símbolo correspondiente en la leyenda puede definirse como información de tipo "calado preciso",

Figura 118. Representación cartográfica de los datos de inundaciones históricas en el río Palancia (Valencia).

Figura 119. Representación cartográfica de los datos de inundaciones históricas en el río Pámanes en Cantabria (fuente: INDUROT, 2011).

cuando se puede ubicar el lugar y la altura de la lámina de agua con un alto nivel de detalle. Los calados mínimos, aquellos cuyas fuentes no permiten asegurar que representan el momento máximo de la inundación pueden señalarse acompañando al dato con el símbolo ">" (mayor que). Cuando la información recopilada ofrece, en ocasiones, un valor de calado y ubicación menos preciso, pueden señalarse como "calados según encuestas" o "calados orientativos".

- Es habitual que las encuestas a la población ribereña y algunas fuentes documentales aporten información que permita realizar una delimitación aproximada de la superficie inundada. Conviene incorporar esta información en la cartografía siempre que sea posible, acompañada de la fecha del evento o eventos que han generado dicha lámina de agua.
- Cuando se realicen análisis históricos detallados sobre la recurrencia de inundación, puede plantearse una representación sintética en cada unidad inundable, señalando el número de eventos constatados acompañado por el periodo analizado hasta la actualidad (por ejemplo: 12: 1938-2011). En el caso de que haya que diferenciar las inundaciones en condiciones más naturales de unas condiciones actuales alteradas, pueden insertarse dos tipos de indicadores con diferente símbolo o color. Para las condiciones naturales, el año inicial sigue estando marcado por la inundación más antigua tomada de referencia y el año final por la fecha de construcción de la estructura artificial que se considera responsable de la reducción de la inundabilidad. Para las condiciones actuales y alteradas, se tomaría esa misma fecha de construcción, abarcando hasta la actualidad. En ocasiones, las encuestas señalan la inundación habitual de una determinada zona sin aportar fechas concretas, aludiendo muchas veces a terrenos donde no hay una elevada exposición de bienes y que se inundan con frecuencias inferiores a 10 años. Esta información es de especial valor y puede identificarse en la cartografía como "inundación habitual". ■

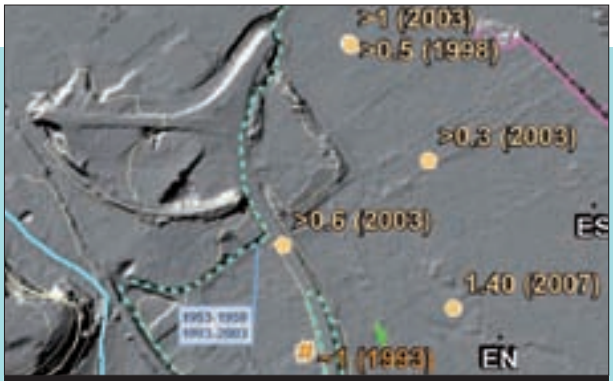


Figura 120. Representación de información histórica. En verde en condiciones naturales y en rojo en condiciones actuales y alteradas, acompañados por el número de inundaciones registrado.

RECOMENDACIONES

En la medida de lo posible se trabajará con:

- CNIH
- Hemerotecas y otras publicaciones relacionadas
- Información procedente de guarderías fluviales
- Encuestas a la población ribereña

Se generará una base de datos que recoja los aspectos fundamentales de la información obtenida, del tipo: fecha, magnitud, localización, clase de fuente consultada, tipo de daños, costes, etc.

Se abordará un proceso de validación de los datos recopilados, incorporando la identificación, siempre y cuando sea posible, de variables foronómicas y pluviométricas relacionadas con los eventos.

La identificación de actuaciones artificiales con repercusión en la inundabilidad permitirá abordar tratamientos adaptados a las diferentes condiciones, diferenciando los ligados a unas condiciones más naturales frente a aquellos representativos de condiciones más actuales y alteradas.

Dependiendo del tipo y calidad de los datos obtenidos, se puede abordar una jerarquización de los eventos en función de su magnitud, de interés para mejorar la aproximación histórica.

Además de la base de datos, es importante disponer de una cartografía (capa en formato shp, con apropiada definición de metadatos) sobre extensión (límites), calados alcanzados, edificaciones afectadas y otra información general de interés, a partir de la cual pueda obtenerse información sobre la recurrencia de inundaciones basada en datos históricos.

Es importante conocer, con el mayor detalle posible, las crecidas y avenidas más recientes, para valorar su posible participación en las evidencias erosivas y sedimentarias observadas en los trabajos de campo posteriores.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS GEOMORFOLÓGICO

5.1

Introducción

5.1.1. Antecedentes

Los principios que rigen el análisis geomorfológico de los medios fluviales están bien documentados en la publicación del Ministerio de Medio Ambiente titulada *Guía Metodológica para la Elaboración de Proyectos de Restauración* (González del Tánago y García de Jalón, 2007). Puede consultarse una variada recopilación de bibliografía existente sobre la aplicación de la geomorfología en el estudio de formas fluviales en el libro publicado por el IGME (2008) y titulado *Mapas de peligrosidad por avenidas e inundaciones*. Detalles adicionales pueden extraerse de la tesis doctoral de Delorme-Laurent (2007), con aplicaciones en zonas inundables en ríos de Francia, China o Túnez, o la tesis de Ortega (2007) en la cuenca del río Guadiana.

La cartografía de formas fluviales ha representado un clásico en la geomorfología fluvial y más recientemente se están incrementando los trabajos que combinan esta información con datos de inundaciones históricas y análisis hidrológico-hidráulicos (Magilligan *et al.*, 1998; Ortega y Garzón, 2006 y 2009; Lastra *et al.*, 2008), método que está siendo denominado como hidrogeomorfológico (Garry *et al.*, 2002; Sidle y Onda, 2004, Ballais *et al.*, 2005; Delorme-Laurent, 2007). Como ejemplo de aplicación de esta metodología multidisciplinar sobre grandes superficies, cabe mencionar el desarrollado en las cuencas mediterráneas de Francia hace 20 años, formando parte de los métodos recomendados en los planes de prevención de riesgos franceses desde el año 1995 (Ballais *et al.*, 2005) y cuya guía metodológica ha sido recientemente publicada (DIREN-PACA, 2007).

En la presente guía se aborda un análisis geomorfológico basado especialmente en el estudio de las evidencias generadas por la circulación de las aguas sobre los terrenos inundables. Estas evidencias geomorfológicas podrían agruparse en función de su mayor o menor durabilidad en el tiempo de la siguiente forma:

a) Aquellas que muestran unas características que ponen de manifiesto su origen reciente, tendiendo a desaparecer o a camuflarse a corto plazo, y que en adelante serán denominadas como "evidencias efímeras".

b) Aquellas evidencias que alteran sustancialmente la topografía del terreno y su morfología puede perdurar en la superficie de las zonas inundables durante décadas (formas ligadas a la actuación de procesos erosivos y sedimentarios), denominadas en adelante como "evidencias topográficas".

c) Aquellas que pueden preservarse en el archivo sedimentario del sistema fluvial, abarcando periodos geológicos.

Todas ellas son evidencias indicadoras de la inundabilidad de los terrenos, aunque la presente guía se centra en las dos primeras ya que, por un lado, pueden reconocerse de forma relativamente rápida y sencilla mediante el LIDAR y trabajos de campo y, por otro, aportan información sobre la inundabilidad más reciente de los terrenos. Aunque no se detallan otras metodologías de interés, como el estudio de paleoinundaciones o los trabajos de dendrogeomorfología, es necesario destacar que el carácter multidisciplinar del estudio de la inundabilidad es garantía de resultados más precisos.

A lo largo del presente capítulo se describe cómo reconocer e interpretar las evidencias geomorfológicas de tipo efímero y topográfico. Las primeras presentan el inconveniente de que sólo se observarán durante poco tiempo después del trascurso de una avenida, desde unas pocas horas (por ejemplo, hierbas tumbadas) o días (por ejemplo, vegetación teñida de fango) hasta periodos que generalmente no son superiores a 1 ó 2 años (por ejemplo, algunas acumulaciones de restos flotantes o arribazones). Respecto a las evidencias topográficas, aquellas ligadas a formas erosivas y sedimentarias cubiertas de vegetación y generadas por el transcurso de avenidas, su morfología puede llegar a conservarse durante décadas y evidencian la intensidad de las avenidas que transcurren por los terrenos donde se ubican. Ambas tipologías pueden aparecer tanto en el cauce como en la llanura aluvial, siendo más nítidas y habituales cuanto mayor es la inundabilidad de los terrenos donde aparecen.

En esta guía no se plantea cartografiar cada una de las evidencias geomorfológicas reconocibles en el terreno, sino englobarlas en una misma unidad inundable cuando respondan a una dinámica equiparable, representada por el cauce o diferentes ámbitos de la llanura aluvial. La frecuencia de inundación a asignar a terrenos con estas evidencias efímeras y topográficas parte de las observaciones realizadas en diversos ríos peninsulares, desde la cuenca del Miño-Sil o la Confederación Hidrográfica del Cantábrico en

el NO, pasando por la cuenca del Duero y Tajo o la del Júcar en el Mediterráneo, así como en otros ámbitos europeos como el río Danubio o los trabajos realizados en numerosos ríos franceses (Delorme-Laurent, 2007). Los trabajos realizados señalan una correspondencia entre las evidencias mencionadas con frecuencias de inundación máximas en torno a 50 años, siendo en muchos casos más representativas de valores inferiores a 10 años. De este modo puede obtenerse una primera aproximación de las recurrencias de inundación de una determinada zona mediante la identificación de estas formas geomorfológicas.

En síntesis, las evidencias efímeras y topográficas observadas tanto en los trabajos de campo como en fotografías aéreas actuales o históricas muestran una alta correlación con el carácter inundable de los terrenos, con el tránsito de avenidas de forma recurrente y de alta intensidad, eventos recientes con velocidades y calados capaces de transportar y depositar sedimento así como desmantelar la cubierta superficial de los terrenos. En muchos casos, son terrenos a los que las avenidas recurren para amortiguar su energía y la carga sólida transportada, señalando su potencial pertenencia al cauce o la zona de flujo preferente en, al menos, condiciones naturales. Además, en función de las características observadas, pueden poner de manifiesto el carácter inundable ante condiciones alteradas e incluso en otras zonas inundables próximas pero carentes de este tipo de evidencias, mediante extrapolación de la información.

5.1.2. Objetivos y etapas metodológicas

Teniendo en cuenta estas premisas, el análisis geomorfológico permite identificar situaciones que tendrán una repercusión directa en algunos de los elementos cartográficos del SNCZI. El objetivo es definir las unidades teniendo en cuenta estas evidencias constatadas de inundabilidad reciente, cabiendo esperar una alta correspondencia con los resultados de la modelización hidráulica y, en caso contrario, plantear la revisión de las metodologías aplicadas para identificar posibles problemas y buscar las soluciones más acordes con la realidad de las zonas inundables.

Para aportar información de interés en la delimitación de los elementos a definir en el SNCZI, se plantean las siguientes etapas:

1. Observaciones geomorfológicas en el cauce dirigidas a definir los límites del Dominio Público Hidráulico probable (DPHP).
2. Observaciones sobre las márgenes con el objeto de, por un lado, separar unidades inundables ubicadas a diferente altura con respecto al cauce y, en consecuencia, con diferente inundabilidad y, por otro, determinar la presencia o ausencia de formas erosivas o sedimentarias generadas por inundaciones previas y recientes. Estos aspectos están dirigidos al análisis de la ZFP y a la definición de unidades con diferente inundabilidad.
3. Combinación de las observaciones geomorfológicas en el cauce y márgenes con los análisis históricos al objeto de precisar no sólo la inundabilidad en las zonas con más datos sino identificar unidades próximas con similares características y, en consecuencia, con similar probabilidad de inundación. Estos aspectos están dirigidos al análisis de la inundabilidad.

5.2

Observaciones en el cauce

La delimitación del DPHP geomorfológico se basa en la combinación del cauce histórico y del actual. Durante el análisis del cauce histórico ya se han identificado los terrenos más susceptibles de formar parte del DPHP. No obstante, la evolución del cauce en las últimas décadas puede caracterizarse por la ausencia de cambios significativos, por una variabilidad en la morfología y posición del cauce, por una variación en la vegetación de ribera, generalmente un

Figura 121. La línea señala la coronación del talud de la orilla, representativa del DPHP.

aumento en porte y densidad, o incluso por la ocupación antrópica de estas unidades. En el SNCZI se persigue que los terrenos que formaron parte del cauce histórico tengan representación en el DPHP, independientemente de la tendencia evolutiva o de las causas de los posibles cambios. No obstante, en función de las características actuales que presenten los terrenos que formaron parte del cauce histórico, se plantearán diferentes subcategorías, que serán descritas a lo largo del presente capítulo. Para ello, el primer paso consiste en delimitar el cauce en la actualidad.

A priori, los indicadores geomorfológicos a utilizar para establecer el límite del cauce en la actualidad incluyen los mismos criterios que los descritos en el capítulo de delimitación del cauce histórico sobre fotografías aéreas, aunque en el cauce actual se añaden las ventajas que ofrecen los productos derivados del LIDAR y las observaciones de campo.

En muchos casos el límite del cauce es fácilmente reconocible y no son necesarios criterios complejos para realizar su delimitación, ya que el tránsito entre orilla y llanura aluvial se produce a través de un neto cambio de pendiente que no sólo separa ámbitos claramente diferenciados sino que además es coincidente con el límite del cauce histórico (Figura 121).

Existen otras situaciones menos claras, en las que no se detecta un límite o talud neto entre cauce y la llanura aluvial sino que la transición es gradual, aparecen unidades inundables ubicadas a alturas intermedias, el carácter trenzado o meandriforme obliga a tomar de referente la envolvente de la zona más activa e inestable o bien se detectan marcadas diferencias entre el cauce histórico y el actual, situaciones que pueden hacer más compleja la delimitación del DPHP mediante la combinación del cauce histórico y actual. Para solventar estas situaciones pueden abordarse las siguientes etapas:

1. Análisis de gabinete de los modelos obtenidos del LIDAR, ortofotos así como otras fuentes de detalle disponibles (topografías, imágenes de satélite, etc.).
2. Trabajos de campo, necesarios para comprobar la correspondencia entre las observaciones de gabinete con la realidad observada en el terreno.
3. Comparación del cauce histórico con el actual para establecer una primera propuesta del DPHP, aunque definiendo varias categorías en función de las diferencias detectadas.

5.2.1. Análisis de gabinete

Aunque pueden darse diferencias entre el cauce histórico y el observado en la actualidad, la delimitación de este último puede abordarse tomando de referente el primero, ya que agiliza el proceso de análisis ante las siguientes situaciones:

a) Cuando la correspondencia entre cauce histórico y actual es muy buena, o este último engloba al primero, dicha envolvente pasará directamente a representar el DPHP.

b) Puede orientar la toma de decisiones ante situaciones más confusas, ya que permite identificar los terrenos donde es conveniente la intensificación de los estudios de gabinete y trabajos de campo, de cara al análisis de diferentes unidades en el DPHP.

El análisis puede iniciarse sobre el modelo de pendientes obtenido del LIDAR, donde se reconocen los límites del cauce ligados a taludes nítidos así como las orillas con identificación más problemática. Estos problemas de identificación pueden deberse a que el modelo no permite reconocer un talud, la orilla representa un cambio de pendiente más gradual, aparecen varios taludes o incluso escarpes nítidos pero que no son reales debido a problemas en los productos LIDAR. De esta forma, cada una de las zonas problemáticas puede ser posteriormente analizada teniendo en cuenta información complementaria, como el modelo digital de elevaciones, la ortofoto u otras topografías de alto detalle (Figura 122).

Una vez analizados en gabinete los posibles límites del cauce actual y las zonas con problemas, se realiza una comparación con los límites planteados en el cauce histórico y se valoran las distintas posibilidades:

a) Cuando las diferencias entre los límites históricos y los actuales no son muy significativas y respondan a problemas de escala o calidad de las imágenes, los límites observados en las fuentes más precisas serán los que primen en la delimitación del DPHP (Figura 123).

b) Cuando se identifiquen canales secundarios o arroyos laterales susceptibles de formar parte del cauce, la metodología se aplicará sobre el canal o canales secundarios de igual forma a la desarrollada en el cauce principal.

c) Cuando se detecten diferencias significativas entre el cauce histórico y el actual, se realizará una valoración preliminar de las causas: movimiento lateral de cauce, errores de georreferenciación

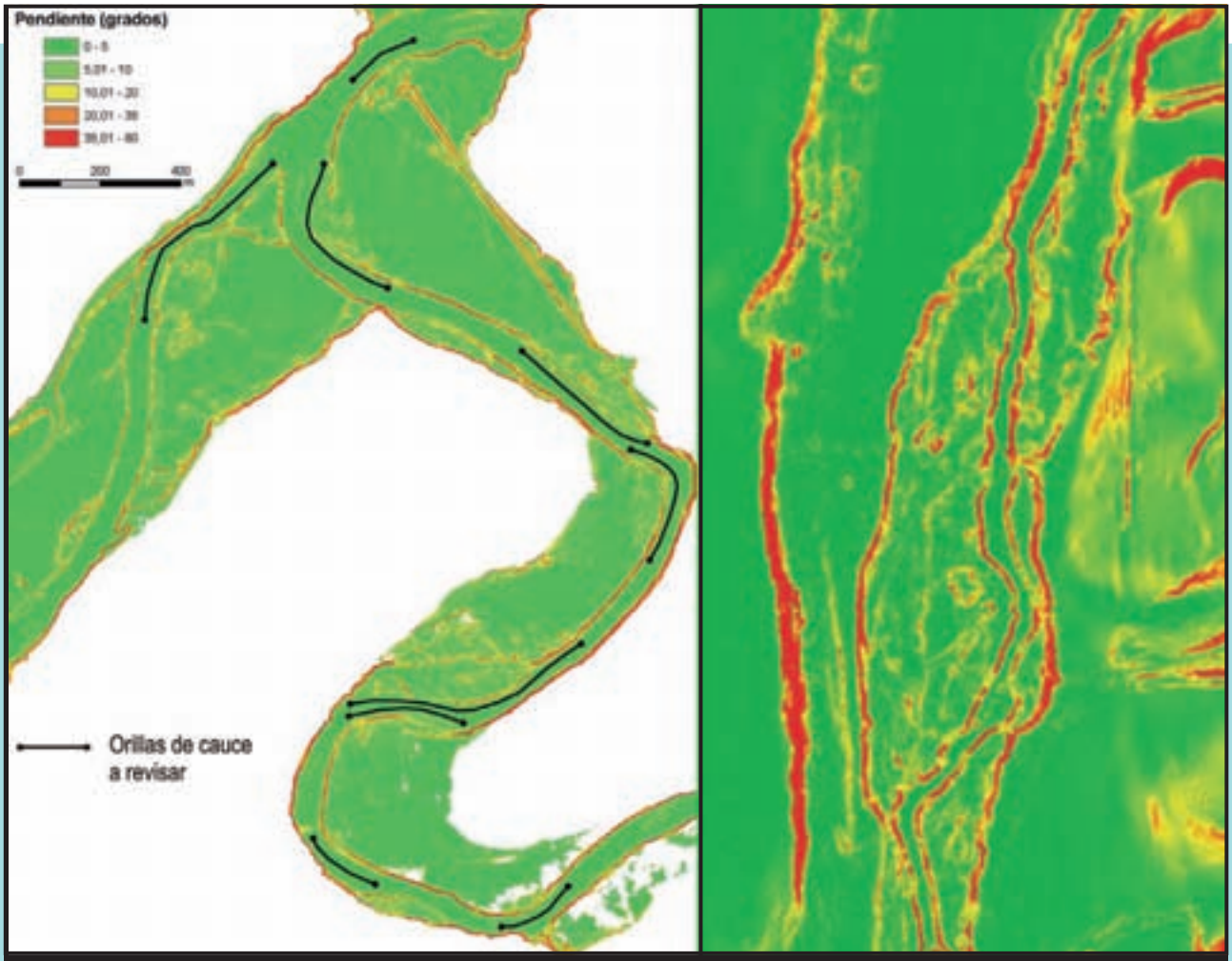


Figura 122. Modelos de pendientes obtenidos del LIDAR, río Nalón en Asturias a la izquierda y río Guadarrama en Madrid a la derecha (Confederación Hidrográfica del Tajo). En el primero se señalan las orillas donde el talud adyacente no aparece reflejado de forma nítida, se detectan posibles errores topográficos impuestos por vegetación de alto porte o se reconocen varios taludes. Esta última opción se manifiesta en el modelo de la derecha.

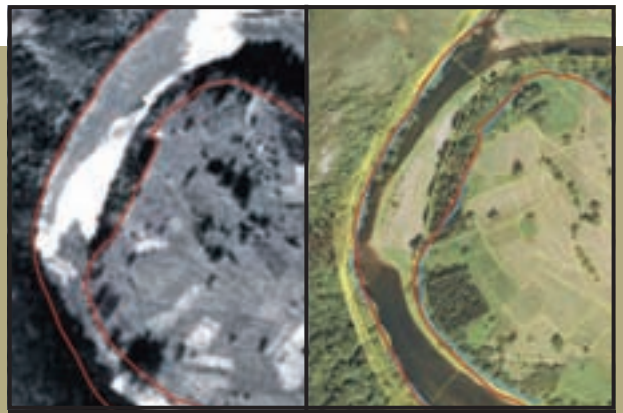


Figura 123. En rojo se delimita el cauce histórico sobre fotografía del año 1956 (izquierda), y sobre ortofoto reciente y topografía 1:1.000 (derecha), observándose ligeras discrepancias con respecto al cauce actual delimitado en azul. Las diferencias se asocian a pequeños errores de georreferenciación de la fotografía histórica, utilizando por ello el límite actual para establecer el DPHP. Río Nalón en Asturias.

en la fotografía histórica, aumento de la cubierta vegetal, causas antrópicas, etc. En algunos casos puede señalarse claramente la causa del cambio (por ejemplo, rellenos artificiales o canalizaciones) y determinar que los terrenos han perdido sus características de cauce. En otros casos, especialmente cuando en el medio no se han introducido alteraciones artificiales directas, serán necesarios trabajos de campo que tendrán en cuenta las indicaciones que se detallan en apartados posteriores (Figura 123 y Figura 124), incluso aunque se detecte un marcado encajamiento del cauce.

5.2.2. Análisis de campo

El análisis de los productos LIDAR, ortofotos recientes y observaciones geomorfológicas y de vegetación realizadas en gabinete permiten definir varias situaciones:

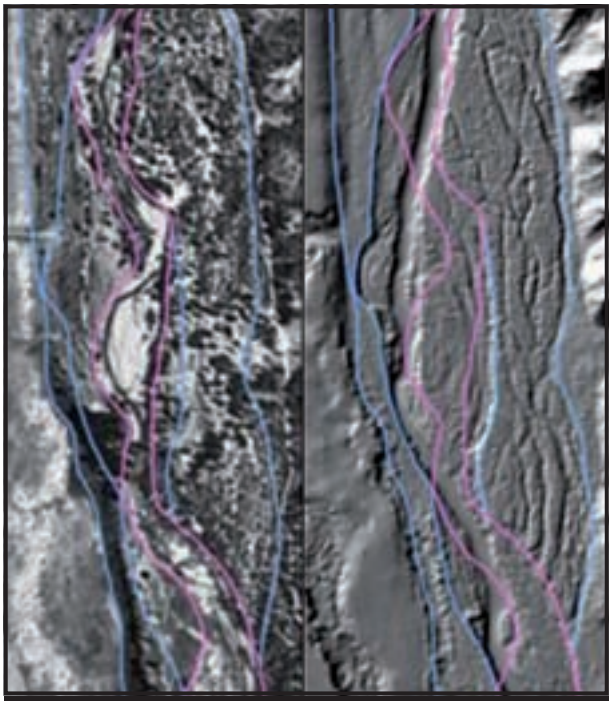


Figura 124. En rojo se delimita el cauce histórico sobre fotografía del año 1956 (izquierda) y sobre el modelo *hillshade* actual (derecha), observándose diferentes posiciones. En función de las características observadas en los trabajos de campo, se determinará cuál es la potencialidad de que los terrenos que pertenecieron al cauce histórico formen parte del DPH. Río Guadarrama en Madrid.

a) Terrenos del cauce histórico que siguen formando parte del cauce en la actualidad.

b) Terrenos del cauce histórico que han perdido sus características de cauce por causas artificiales directas.

c) Terrenos del cauce histórico donde existen dudas sobre su pertenencia al cauce en la actualidad.

Los trabajos de campo se centrarán en validar, por un lado, si los límites del cauce histórico prevalecen hoy en día (Figura 126) y, por otro, en determinar la mayor o menor probabilidad de que las zonas con dudas sigan perteneciendo al cauce en la actualidad. Esta mayor probabilidad tendrá en cuenta los siguientes aspectos:

- Reconocimiento morfológico en el terreno de los límites del cauce histórico.
- Reconocimiento de evidencias de actividad fluvial reciente y reiterada (evidencias efímeras y topográficas).
- Terrenos con vegetación de ribera, incorporando también aquéllos que conservan el potencial para el desarrollo de la misma pero que actualmente no la desarrollan por causas artificiales (por ejemplo, talas arbóreas o plantaciones).

Figura 125. Las flechas muestran el aspecto de terrenos donde investigar mediante trabajos de campo su probabilidad de pertenencia al DPH definitivo.

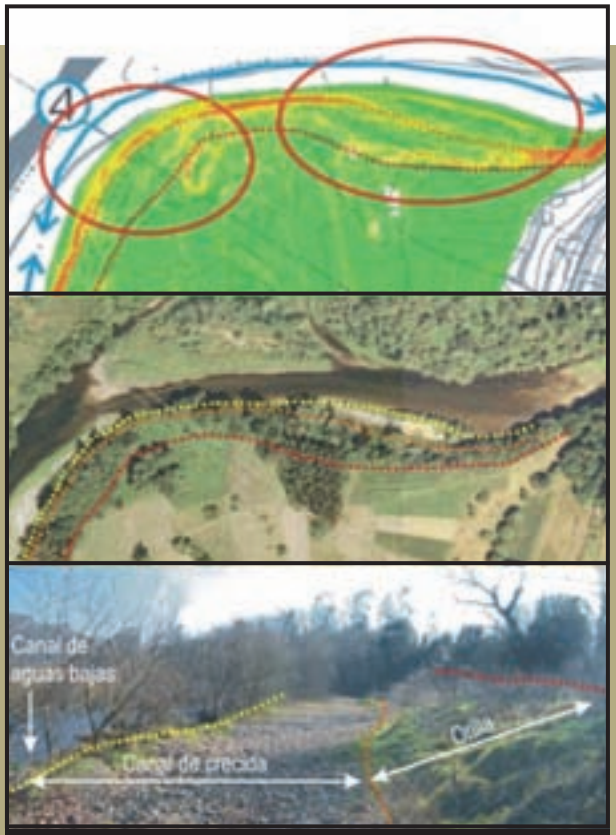


Figura 126. El modelo de pendientes LIDAR identifica varios taludes en las zonas señaladas con círculo rojo, pero la ortofoto y las observaciones de campo permiten confirmar que la línea roja es la que representa el límite del cauce actual (río Nalón, Asturias).

Figura 127. En rojo los escarpes a tener en cuenta en la delimitación del cauce en el río Guadarrama en Villalba, Madrid.

5.2.2.1. Evidencias efímeras y topográficas de actividad reciente o reiterada

Como se ha comentado previamente, es habitual que en la delimitación del cauce puedan aparecer varias opciones de límites o taludes definiendo unidades o terrazas, y la selección del escarpe apropiado dependerá fuertemente del reconocimiento de determinadas evidencias en los terrenos a englobar en el DPHP. La circulación de las aguas deja sobre los terrenos evidencias con una durabilidad variable, algunas son efímeras, desaparecen a corto plazo o son camufladas por vegetación (depósitos de flotantes, sedimentos expuestos) y otras alteran la topografía del terreno pero su morfología perdura en la superficie durante décadas (formas ligadas a procesos erosivos y sedimentarios).
Estos indicadores pueden aparecer representados a lo largo de la zona inundable, tanto en el cauce como en la llanura aluvial, aunque en función de sus características, el ámbito donde se localicen y el análisis histórico de inundaciones (incluyendo el registro de las estaciones de aforo y meteorológicas, especialmente para las evidencias efímeras), puede deducirse si las evidencias son producto de una crecida habitual característica del cauce o se asocian a un evento con un periodo de retorno mayor. Salvo que estos análisis indiquen lo contrario, las evidencias efímeras suelen ser indicadores de terrenos pertenecientes al ámbito del cauce. Teniendo en cuenta lo expuesto, cabe destacar varias cuestiones:

- Las evidencias efímeras se concentran en las inmediaciones del canal principal, pudiendo abarcar amplias extensiones. Adicionalmente, deben incorporarse los terrenos donde esas mismas evidencias se encuentran más alejadas, incluyendo los canales asociados a flujos secundarios y las representaciones puntuales.
- Estas evidencias más localizadas se asocian muchas veces a obstáculos que han favorecido su depósito local, y en vez de encontrar terrenos recorridos por evidencias aparecen unas pocas ubicaciones puntuales. Independientemente de la extensión ocupada por este tipo de evidencias efímeras, su significado es el mismo, es decir, señalan la circulación reciente de las aguas no sólo en los puntos donde aparecen de forma aislada sino también aguas arriba y abajo de las mismas. En consecuencia, su presencia motivará la delimitación de una envolvente, abarcando no sólo las zonas con evidencias sino los terrenos conectados dinámicamente a ellas.
- Hay que tener en cuenta que, dependiendo del caudal formador, la granulometría del río o incluso las características climáticas de la zona, pueden darse variaciones en la densidad y representación de estas evidencias efímeras, debiendo contemplarse las peculiaridades que pudieran darse en caso.

A continuación se describen las características de estas evidencias efímeras, características de terrenos pertenecientes al DPHP.

5.2.2.1.1. Depósitos de flotantes

Son restos flotantes de origen vegetal (por ejemplo, hojarasca, ramas, troncos) o artificial (por ejemplo, plásticos) depositados, en función de su peso, a diferentes alturas respecto al lecho del cauce, también denominados como arribazones fluviales. Aunque, lógicamente, se dan diferentes velocidades de descomposición en función del material implicado y características del medio, en líneas generales representan los indicadores más efímeros. Evidencian que por la zona ha transcurrido recientemente una crecida y pueden ofrecer información de la altura alcanzada por la lámina de agua (Figura 128). Dicha altura puede representar un

Figura 128. Material flotante depositado por crecidas recientes en el cauce, de origen artificial (basuras, plásticos, etc.) o natural, como ramas y troncos vegetales. La altura a la que se encuentran se relaciona con el calado alcanzado por la crecida que los ha generado.

Figura 129. El afloramiento en superficie de sedimentos señala los terrenos afectados por avenidas de mayor calado y velocidad.

valor orientativo (por ejemplo, determinados obstáculos pueden provocar que los arribazones aparezcan a alturas ligeramente superiores a la real), un valor mínimo (por ejemplo, cuando aparecen en la parte más elevada de algunos límites de fincas) o un valor preciso (por ejemplo, cuando aparecen directamente sobre el terreno), aspecto a analizar en cada caso.

5.2.2.1.2. Sedimentos fluviales expuestos y bajo-nulo desarrollo edáfico

Otro indicador es el afloramiento en superficie de sedimentos fluviales con granulometría variada, desde arcillas hasta bloques, dependiendo del río analizado, donde la cubierta vegetal es nula o escasa. Cuando dicho afloramiento responde a un depósito creado recientemente o expuesto a una inundación reiterada, los sedimentos aparecen sueltos, con una baja o nula compactación. En otros casos el afloramiento responde a una erosión, donde la avenida ha eliminado bien el armado superficial de los depósitos fluviales, bien la capa edáfica más superficial, provocando la exposición del sedimento subyacente, cuya consolidación suele ser mayor. Cualquiera de las dos situaciones evidencia el tránsito de una avenida reciente y que el evento ha sido de intensidad importante, capaz de desmantelar o enterrar la superficie previa. Lo importante de estas evidencias es que suelen localizarse en zonas en las que se presentan otras inundaciones menos intensas pero más frecuentes y que no dejan huellas de su tránsito.

Hay que tener en cuenta que en climas húmedos el crecimiento de vegetación suele producirse de forma muy rápida, (en ocasiones pocos meses son suficientes para cubrir los materiales que han sido expuestos), bien por procesos sedimentarios o erosivos. También la envergadura y la continuidad de este tipo de evidencias suelen guardar relación con una mayor frecuencia e intensidad de inundación. En las zonas más próximas al canal de estiaje, los afloramientos suelen estar configurando un depósito fluvial amplio (Figura 129), mientras que en sectores menos conectados, su presencia ocupa un ámbito local mucho más reducido (Figura 130). Independientemente de sus dimensiones, son en su mayoría representativos de terrenos

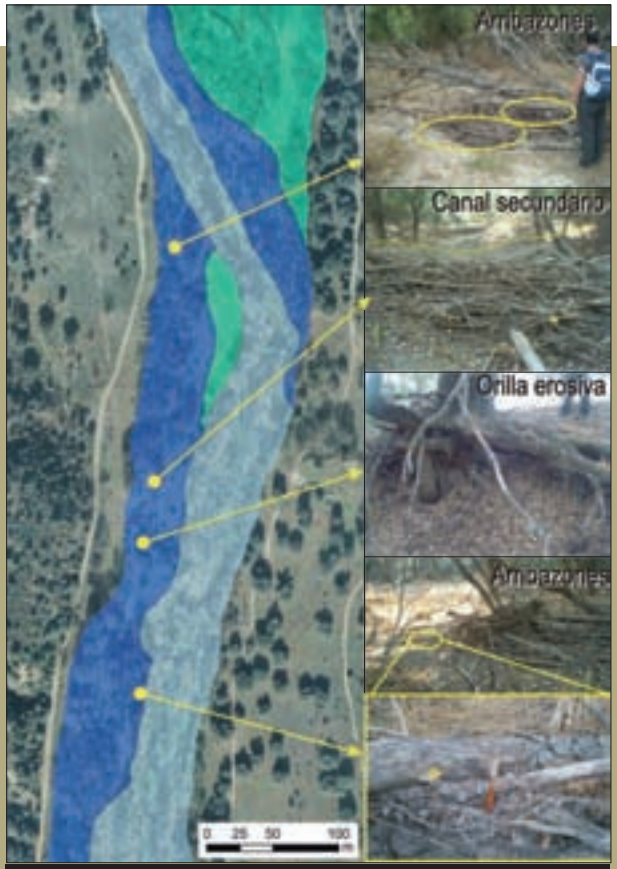


Figura 130. Evidencias reconocidas sobre terrenos pertenecientes al cauce en el río Guadarrama en Madrid.

que pertenecen al cauce geomorfológico y DPHP mínimo. La característica común suele ser el nulo o bajo desarrollo edáfico (pequeñas excavaciones mediante azada permiten realizar observaciones), en un ámbito caracterizado por una topografía irregular de crestas y surcos ligados a la actuación de procesos erosivos y sedimentarios (Figura 131).

Figura 131. Arriba se señala con círculo amarillo la ubicación de las fotos adyacentes. En ellas se muestran detalles de evidencias ligadas al tránsito de avenidas recientes. Aparecen dispersas a lo largo de la zona arbolada, en relación con canales secundarios. En este caso, la zona arbolada forma parte del DPHP.

5.2.2.2. Límites del cauce

Las evidencias descritas anteriormente suelen ser indicadoras inequívocas del transcurso de una avenida reciente, tanto sobre los terrenos donde aparezcan representadas como aquellos conectados dinámicamente a ellas, siendo el conjunto representativo del DPHP. No obstante, dichas evidencias son indicadores mínimos a tener en cuenta en esta delimitación, ya que no tienen por qué aparecer representadas a lo largo de todo el ámbito del cauce, debiendo realizarse análisis adicionales para establecer sus límites.

De forma genérica, se entiende que los límites del cauce serán aquéllos que separan los terrenos más deprimidos e irregulares de aquellos ligados a la llanura aluvial, más elevada, plana y homogénea. Deben englobarse dentro del cauce aquellos terrenos con evidencias de alta actividad fluvial, tanto las efímeras, ligadas a las crecidas habituales, como las topográficas, ligadas a formas erosivas y sedimentarias de alta nitidez y frecuentemente colonizadas por vegetación de ribera. El conjunto se caracteriza por presentar la mayor concentración de altas pendientes e irregularidades topográficas, ámbito fácilmente reconocible con el modelo digital de pendientes y elevaciones del LIDAR, en marcado contraste con el resto de la zona inundable (Figura 132).

Ante sistemas fluviales caracterizados por un único canal, con trayectoria recta o sinuosa y trazado bastante estable en las últimas décadas, los límites morfológicos del cauce suelen ser bastante evidentes, con orillas nítidas con altas pendientes o ligeramente graduales (Figura 133 y Figura 134), permitiendo separar los ámbitos fluviales claramente diferentes.

Ante trazados meandriformes o trenzados, o incluso canales rectos o sinuosos que han variado su posición en las últimas décadas, el ámbito del cauce actual no suele restringirse a las zonas más inmediatas al canal o canales de estiaje, incluso aunque en las últimas décadas se haya producido el parcial abandono de canales secundarios o el encajamiento del canal principal (Fernández y Anadón, 2010). En estos casos, la transición entre el canal de aguas bajas y la llanura aluvial puede abarcar una franja de terrenos más amplia (Figura 135).

En ocasiones, las orillas del cauce muestran signos evidentes de erosión. Estas orillas erosivas representan generalmente taludes de elevada pendiente en contacto con la zona más activa del cauce, mostrando claras evidencias de inestabilidad como desprendimientos, escasez de cubierta vegetal, sedimentos expuestos, etc.

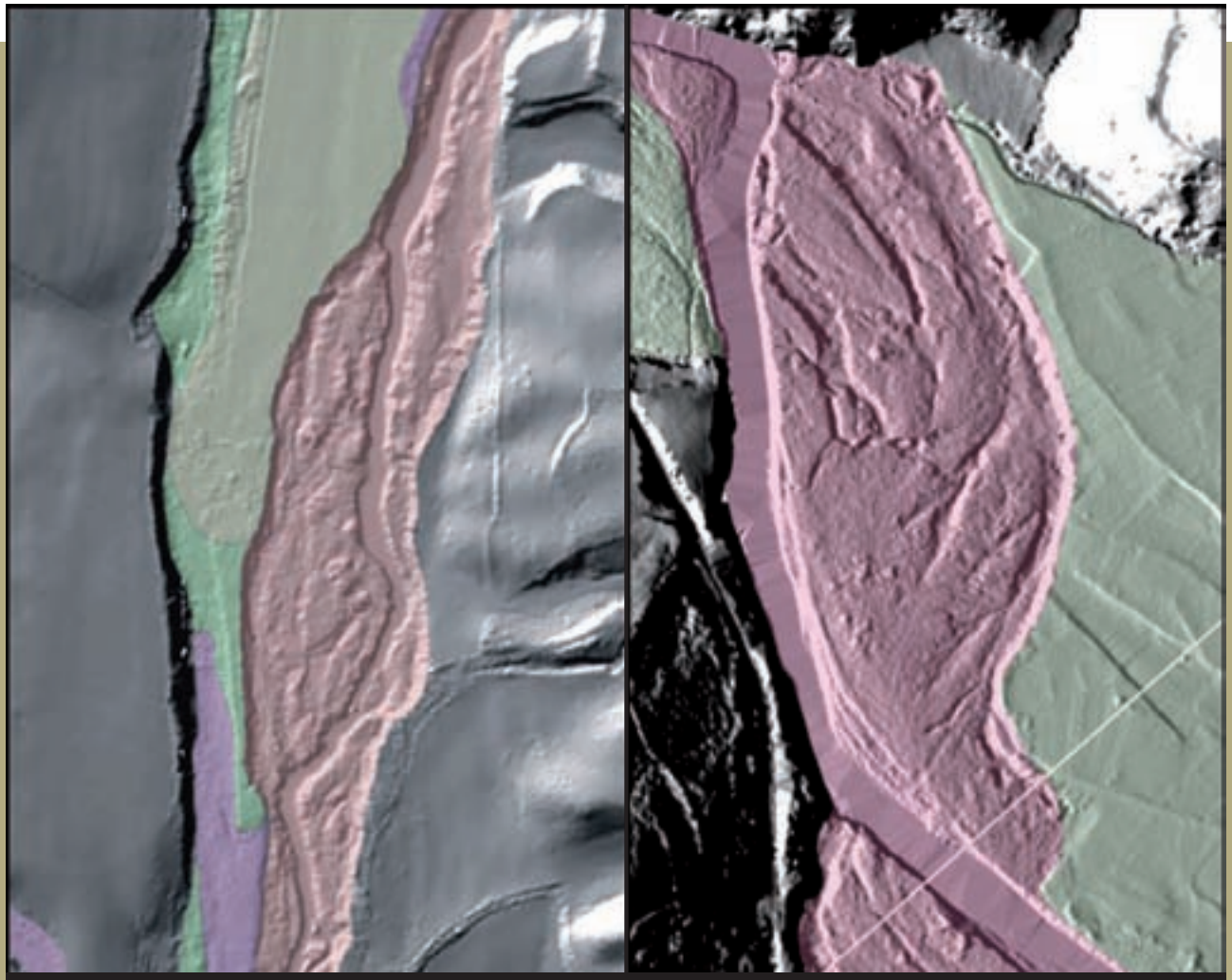


Figura 132. En rojo, terrenos identificados como DPHP, caracterizados por la elevada irregularidad topográfica de sus terrenos y por presentar evidencias efímeras reconocidas en los trabajos de campo. Río Guadarrama en Madrid a la izquierda (fuente: INDUROT, 2009b) y río Saja en Cantabria a la derecha (INDUROT, 2011).

Siguiendo las premisas que se están barajando en el SNCZI, debe valorarse la posibilidad de incluir previsibles migraciones del cauce en un futuro cercano, bien en la delimitación del cauce o bien en la delimitación de la ZFP, hecho que dependerá de las circunstancias de la zona (migración de meandros, orillas erosivas móviles, avulsiones recientes, etc.).

Figura 133. Aspecto de orillas graduales próximas al canal de estiaje, relacionadas con depósitos fluviales activos con escasa cubierta vegetal. En la imagen de la derecha se observa cómo el depósito (línea amarilla) entierra parcialmente el escarpe de orilla (línea roja). Río Sella (Asturias) a la izquierda y río Danubio (Rossatz, Austria) en el centro y derecha.

Figura 134. Imágenes de la misma orilla pero con diferentes perspectivas. *A priori*, observaciones preliminares pueden conducir a ubicar el límite del cauce por el talud inferior y más pendiente, abarcando sólo las evidencias de actividad fluvial reciente más claras (línea amarilla). Sin embargo, se observa que otro talud menos inclinado pero más extenso prosigue hacia la llanura aluvial. La coronación de este talud es el que separa la zona más deprimida del medio fluvial de las márgenes. El afloramiento de depósitos de cantos en el talud es, en este caso, un apoyo al límite del cauce por la línea naranja.

Hay que tener en cuenta que una orilla puede permanecer aparentemente estable durante décadas, y en un sola avenida movilizarse varios metros. Realizar un pronóstico sobre la previsible migración de una orilla resulta, en muchas ocasiones, un análisis complicado. Por este motivo, y salvo que existan estudios más detallados al respecto, cabe destacar las siguientes recomendaciones:

- Identificar aquellas orillas que muestran signos evidentes de erosión. Esta identificación puede ejecutarse durante el recorrido del cauce en los trabajos de campo, aunque otras herramientas, como las fotografías aéreas, pueden permitir el reconocimiento previo de estas situaciones (Figura 136).
- Englobar dentro del cauce las zonas donde el socavamiento fluvial esté induciendo pequeños movimientos del terreno, manifestados por grietas u otras señales de inestabilidad evidentes.
- Cuando los terrenos en contacto con la orilla erosiva y las zonas claramente inestables no hayan sido definidos dentro del cauce histórico, estudiar con especial detalle la posible pertenencia de la franja inmediata a la ZFP.

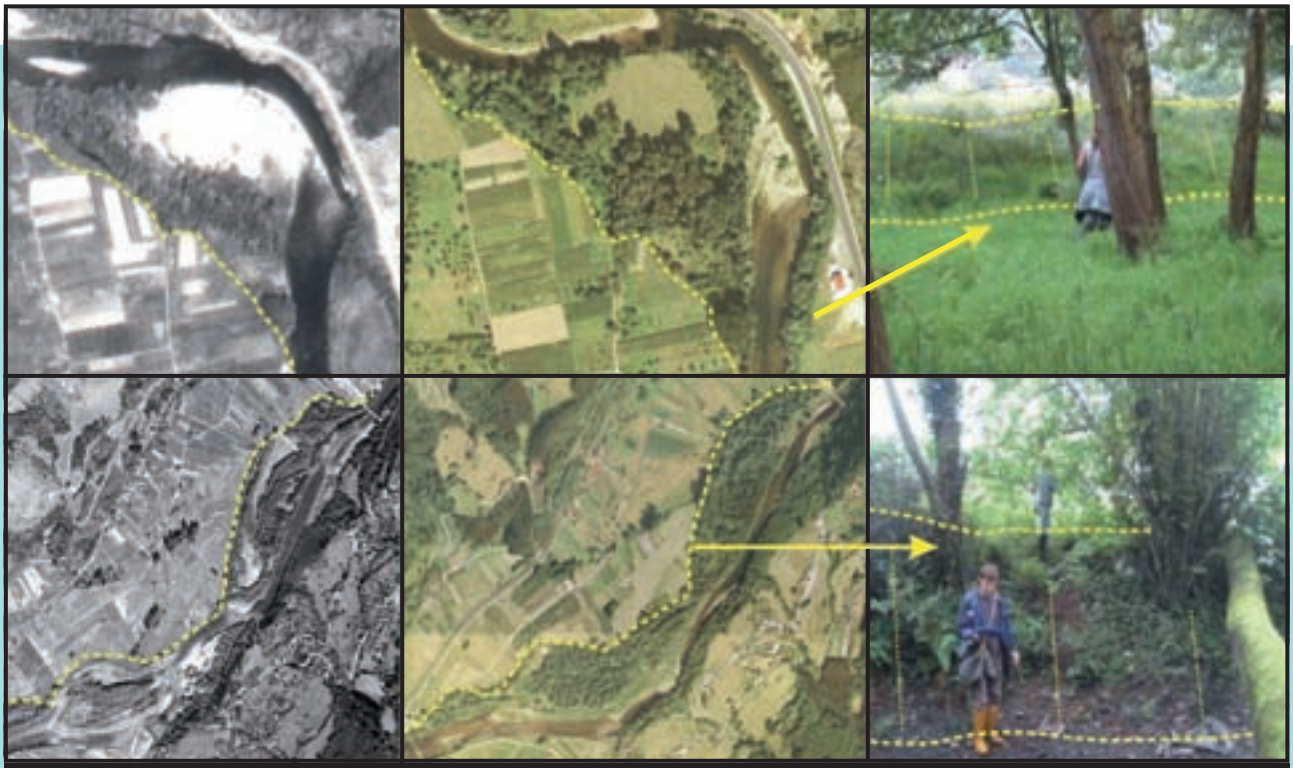


Figura 135. A la izquierda, fotografías aéreas del año 1957, en el medio, del año 2003 y a la derecha, fotos de campo actuales donde se reconoce un talud correspondiente al límite del cauce histórico.

Figura 136. Orillas erosivas con alta pendiente, escasa cubierta vegetal y desprendimientos, observadas en campo y sobre fotografía aérea. Imagen central: TRAGSA.

5.3

Observaciones en las márgenes

En el análisis de las márgenes fluviales se dan unas indicaciones para el reconocimiento sobre los terrenos de la presencia de formas erosivas y sedimentarias generadas por el tránsito de avenidas (Figura 146), diferenciando de nuevo las evidencias efímeras de inundación reciente y las evidencias topográficas indicadoras de una inundación intensa y reiterada, aquellas ligadas a recurrencias máximas en torno a 50 años, aunque en la mayoría de los casos inferiores a 10 años.

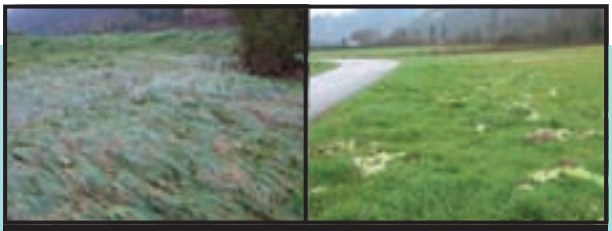


Figura 137. Aspecto de la hierba tumbada un día después de la inundación.

5.3.1. Terrenos con evidencias efímeras de inundación reciente

Las evidencias de actividad fluvial descritas en el punto 5.2 pueden encontrarse también sobre las márgenes, en relación con una inundación que recientemente ha afectado a la zona, aunque, en este caso, el periodo de retorno asociado es mayor a las crecidas que afectan a los terrenos del cauce. Para determinar si las evidencias efímeras observadas se asocian a una crecida habitual o han sido generadas por una avenida con periodo de retorno mayor puede considerarse, por un lado, su ubicación dentro del ámbito fluvial, teniendo en cuenta la diferenciación entre cauce y llanura previamente realizada en fotografías aéreas y trabajos de campo y, por otro, el análisis de inundaciones históricas y datos de las estaciones de medida, para confirmar si recientemente ha tenido lugar una avenida de envergadura.

Cuando en los análisis realizados se concluye que no se ha registrado una avenida reciente importante, se pondrá de manifiesto que en los terrenos donde se detecten las evidencias efímeras existe una alta probabilidad de que presenten una inundabilidad muy alta, es decir, teniendo en cuenta las categorías de inundabilidad contempladas en el SNCZI, son recurrencias que generalmente no superan los 10 años. Si el análisis revela la ocurrencia de una avenida de mayor envergadura, las zonas afectadas deberán quedar englobadas en la categoría o periodo de retorno al que pertenezca la avenida.

Aunque la posibilidad de que se produzca una inundación durante la ejecución de los trabajos de campo sea baja, conviene describir cómo reconocer algunas evidencias efímeras, pues permiten obtener la información más fiable y precisa sobre la inundabilidad actual de los terrenos.

5.3.1.1. Superficie afectada y calado de la inundación

Una de las evidencias más representativas de la superficie mínima alcanzada por una inundación reciente es, ante terrenos con vegetación herbácea, la presencia de hierba tumbada (Figura 137). Su principal limitación es que se trata de un indicador muy efímero, pudiendo desaparecer transcurridas pocas horas desde la ocurrencia del evento, aunque puede perdurar varios días. Otro indicador es la presencia dispersa de elementos que estaban depositados sobre la zona inundable o incluso han sido arrancados de la superficie, evidencia especialmente habitual en terrenos con usos agrícolas (Figura 138).

Figura 138. Restos agrícolas esparcidos sobre la zona inundable.

Figura 139. Depósito de flotantes durante una inundación.

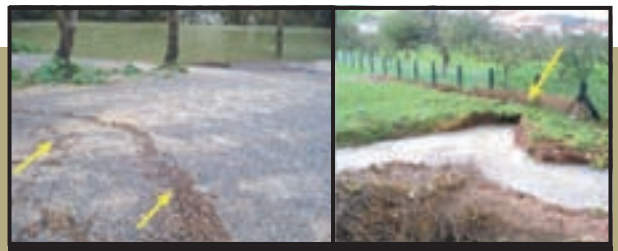


Figura 140. Depósitos de flotantes ubicados en el límite de la superficie afectada por la inundación (izquierda) o colgados de límites de fincas indicando un calado (derecha).

El límite más externo de la inundación suele venir marcado por una alineación de restos o depósitos flotantes más ligeros, muchas veces de origen vegetal (Figura 139), aunque en zonas más antropizadas también es frecuente la presencia de restos artificiales (por ejemplo, plásticos). El calado alcanzado por la lámina de agua puede obtenerse mediante la extrapolación sobre la zona inundable de la altura máxima que presente el indicador más preciso y elevado (Figura 140). Indicadores muy eficientes de calado se pueden obtener de los depósitos de flotantes colgados de un elemento con altura importante así como de los tintados que el material fino arrastrado por la inundación produce en la vegetación o en fachadas (Figura 141). Cuando los depósitos de flotantes aparecen en el techo de elementos cuya altura es limitada, como las vallas de fincas, o el flotante es un elemento pesado, suele obtenerse un valor de calado mínimo, aspecto a valorar en cada caso.

5.3.1.2. Indicadores de avenidas intensas

Entre los indicadores de la alta velocidad y calado alcanzado por las aguas de una inundación reciente e intensa destacan las formas erosivas expuestas o carentes de vegetación, con morfologías y dimensiones variadas que pueden responder a canales, depresiones irregulares, escalones netos, eliminación del nivel edáfico superior, pozas o socavones, etc. (Figura 142).
Otros indicadores de calado y velocidad son las formas sedimentarias o depósitos de desbordamiento identificados sobre la llanura aluvial, los cuales pueden presentar morfologías y granulometrías muy variadas (Figura 143). El techo de estas formas es un indicador del calado mínimo alcanzado, ya que el calado real suele superar notablemente dicha coronación, con valores superiores de hasta 0,5 e incluso 1 m, dependiendo de las características del depósito (Ortega y Garzón, 2009). Es importante destacar que es habitual que formas erosivas y sedimentarias aparezcan representadas simultáneamente.

Figura 141. Izquierda: depósito de flotantes ligeros ubicado sobre elemento de altura. Indicador de calado más exacto. Centro: depósito de flotantes ligeros sobre elemento de altura limitada (arribazones con un año de antigüedad). Indicador mínimo. Derecha: tintado de la vegetación por material fino arrastrado por la inundación. Indicador de calado exacto.

Figura 142. Izquierda: escarpes erosivos netos recién creados por una inundación. Derecha: erosión de la cubierta edáfica, arriba, y cubeta de erosión, abajo. Imágenes izquierda: Juan Antonio Martín Ventura.

Figura 143. Izquierda: depósitos de desbordamiento de granulometría gruesa con formas lobulares (arriba y abajo) o depósitos en manto (imagen del medio). Derecha: depósitos de desbordamiento con granulometría de arenas.

5.3.1.3. Análisis combinado de indicadores

El análisis combinado de los indicadores ligados a una inundación reciente ofrece información de alto interés que, unido al análisis de inundaciones históricas y de los datos de las estaciones de medida, permitirán asignar a los terrenos una inundabilidad más precisa (ver Figuras 144 y 145).

Figura 144. Distribución habitual de evidencias, con depósito de flotantes (arribazones ligeros) en zonas alejadas y sedimentos en las zonas con mayor calado y velocidad. En azul, el calado deducido a partir del nivel de los arribazones ligeros.

5.3.2. Terrenos con evidencias de inundación reiterada

A medida que pasa el tiempo desde la ocurrencia de una inundación, algunas de las evidencias se degradan progresivamente hasta que desaparecen y otras, como las formas erosivas y sedimentarias recién generadas, son gradualmente camufladas por vegetación, se compactan y se desarrolla cierta edafización, la cual será mayor a medida que transcurre el tiempo (Figura 146). Sin embargo, aunque las evidencias se colonizan por vegetación, en muchos casos se conserva total o parcialmente su morfología. Así, se pueden reconocer, desde morfologías erosivas como canales, depresiones, pozas o escalones, hasta una gran variedad de morfologías sedimentarias, como los depósitos en manto, de sombra o longitudinales, tanto a micro como a macroescalas.

Estas formas evidencian el tránsito de avenidas intensas, con calado y velocidad capaz de erosionar, transportar y depositar material sobre la zona inundable. Es habitual que, a medida que transcurre el tiempo, estas evidencias no conserven exactamente su forma original, apareciendo seccionadas, con trazados discontinuos y formas variadas que imponen una topografía muy irregular, en la que se alternan y superponen erosiones y depósitos (Figura 147). Esta situación es característica de

Figura 145. Distribución habitual de evidencias. En amarillo, nivel de depósito de flotantes ligeros, en naranja, depósitos de arenas y en rojo, las zonas erosionadas, en este caso las más cercanas al canal principal.

terrenos afectados por el tránsito reiterado de avenidas, cuyos calados mínimos pueden deducirse tomando de referente el techo de las formas (Figura 148). Aunque estas evidencias responden al tránsito de avenidas de alta intensidad, existen otras avenidas, menos intensas pero más frecuentes, que inundan los terrenos sin provocar ningún tipo de transformación.

Por los motivos expuestos, cabe esperar que, ante condiciones naturales, los terrenos con estas evidencias sean afectados por avenidas con una recurrencia elevada. Concretamente, la *Guía metodológica para el estudio de zonas inundables en las cuencas mediterráneas francesas* (DIREN-PACA, 2007) considera que los terrenos con estas evidencias poseen un periodo de retorno máximo de 10 años (Figura 149) y así se ha puesto de manifiesto en numerosas cuencas peninsulares, tanto en las de pequeña superficie del NO peninsular y dominadas por carga de fondo gruesa, como en las ramblas mediterráneas con granulometría fina, o en otras de mayor tamaño ubicadas en las cuencas del Miño-Sil, Duero o Tajo, con granulometrías variadas (Figura 149). Aunque no se descarta la presencia de estas evidencias en terrenos afectados por avenidas con periodos de retorno ligeramente mayores a 10 años, los máximos observados no superan los 50 años.

En síntesis, los trabajos realizados señalan que la presencia de formas erosivas y sedimentarias en condiciones naturales es indicador de la alta inundabilidad de los terrenos sobre los que se ubican, con recurrencias probablemente inferiores a 10 años, aunque, ocasionalmente, pueden aparecen en terrenos con recurrencias menores, en torno a 50 años. El techo de las formas sedimentarias indica el calado mínimo alcanzado por la avenida, dato que puede además extrapolarse a terrenos adyacentes, permitiendo deducir si la lámina de agua asociada a ese calado también afectó a zonas ubicadas en la margen opuesta o aguas arriba y abajo de la misma. Esta extrapolación puede realizarse incluso aunque en los terrenos adyacentes no se reconozcan las mismas evidencias, aspecto que no tiene por qué implicar necesariamente una diferente inundabilidad. La velocidad o la disponibilidad de sedimento en el momento de la avenida son factores que en cortos recorridos pueden repercutir en la formación de estas evidencias.

Figura 146. Depósitos de desbordamiento con diferente recubrimiento de vegetación: arriba, recién depositados, y en la imagen inferior, transcurridos varios años. El techo del relieve positivo indica el calado mínimo alcanzado por las inundaciones.

Figura 147. Formas erosivas y sedimentarias en terrenos afectados por avenidas con periodos de retorno máximos de 5 años.

Figura 148. Depósitos de desbordamiento conservados sobre la llanura aluvial. El techo de las morfologías es un referente mínimo del calado alcanzado por inundaciones previas de alta intensidad (bajo Nalón en Asturias, a la derecha y río Palancia en Valencia, a la izquierda).

Figura 149. Microtopografía irregular en zonas con alta inundabilidad (T=2-10). Arriba, ejemplo en una llanura aluvial en Francia (tomado de DIREN-PACA, 2007) y abajo, en la llanura aluvial del río Danubio (Rossatz-Rühsdorf, Austria).

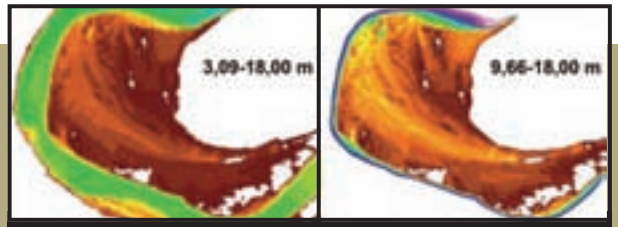


Figura 150. A la izquierda, modelo de elevaciones con menor contraste debido a que se abarca un rango de alturas de entre 3,09 y 18 m, frente al modelo de la derecha donde se ha reducido el rango en 6 m (río Nalón, Asturias).

Aunque los trabajos de campo permiten reconocer estas evidencias, también pueden identificarse en los modelos derivados del LIDAR (Jones *et al.*, 2007), fotogramas estereoscópicos e incluso ortofotos (Figura 151 y Figura 152).

5.3.2.1. Ejemplos LIDAR

Debido a que el análisis geomorfológico de las zonas inundables planteado se basa en el estudio de las formas erosivas y sedimentarias conservadas en la superficie de los terrenos, los modelos de elevaciones derivados del LIDAR pueden agilizar enormemente parte del análisis. Como los modelos aplicados a grandes tramos de ríos aluviales pierden definición, puede realizarse un mayor aprovechamiento del levantamiento topográfico disponible mediante una reclasificación del histograma de frecuencias por porciones de llanura aluvial o tramos, modificando los rangos considerados para dar más definición a la zona de interés. A partir de un SIG, se pueden crear automáticamente rangos basados en el histograma de alturas general, pero éstos se pueden modificar manualmente con la intención de generar clases, preferentemente con menos de medio metro de diferencia. Aplicando esta distribución de elevaciones a la extensión de terreno comprendida entre la culminación del escarpe que separa el cauce de la llanura aluvial hasta el límite exterior del área de estudio, generalmente representado por el inicio de la ladera del valle, y utilizando una simbología de gama de colores muy contrastada entre los valores máximos y mínimos, se logra una imagen más clara y detallada de las características de la vega (Figura 150). Las zonas susceptibles de sufrir avenidas rápidas como las ramblas y torrentes suelen presentar una marcada reducción de pendiente en recorridos cortos, motivo por el cual la reclasificación del histograma de frecuencias de los modelos digitales no supone una mejora significativa en la visualización de morfologías ligadas a las inundaciones.

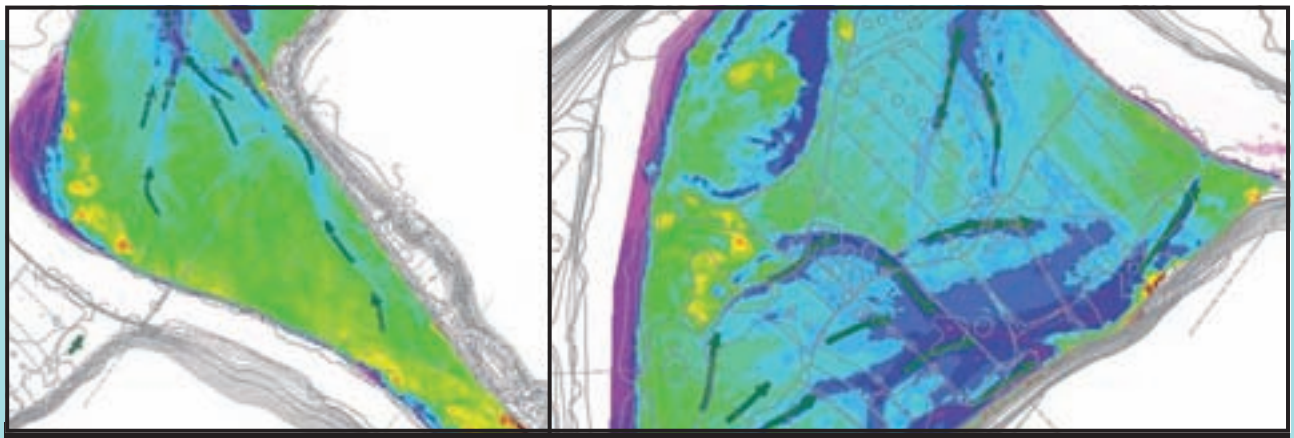


Figura 151. Modelos de elevaciones que permiten reconocer la topografía irregular impuesta por las formas erosivas y sedimentarias generadas por avenidas, en terrenos con recurrencias de inundación inferior a 5 años (río Nalón, Asturias).

5.3.2.2. Ejemplos de ortofotos

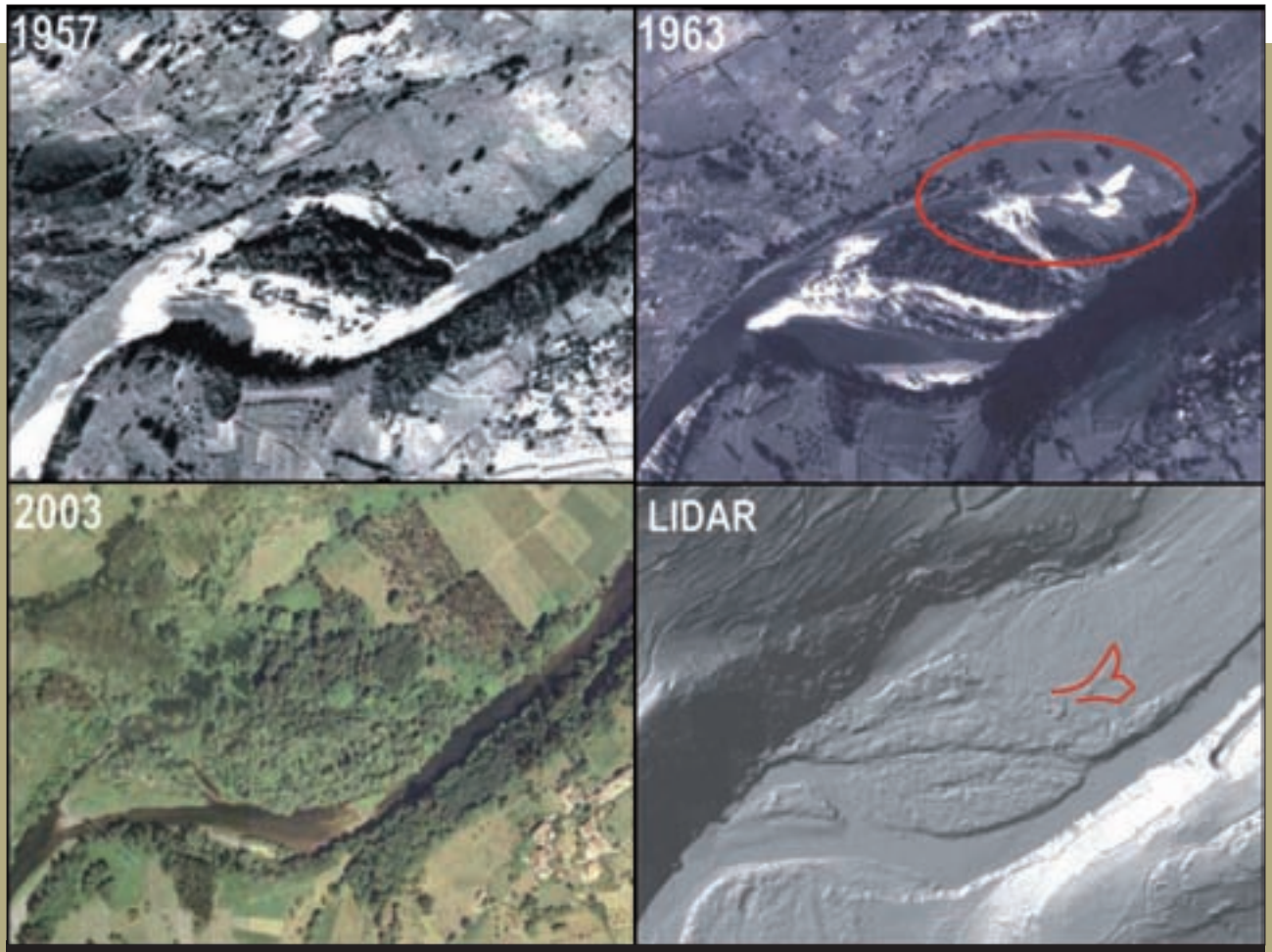


Figura 152. En la imagen del año 1963 se observa un depósito de desbordamiento (línea roja), evidenciando que una avenida intensa ha afectado a esa llanura pocos meses antes de la fotografía. La forma es cubierta por vegetación (imagen del año 2003) pero la morfología sigue reconociéndose en el terreno (LIDAR-2001).

Figura 153. Ortofotos donde se reconocen marcadas formas erosivas. A la izquierda, reserva fluvial Sotos del río Tajo en Guadalajara y, a la derecha, llanura del río Carrión en la cuenca del Duero.

5.3.3. Terrenos sin evidencias de inundación

Los terrenos sin evidencias representan superficies bastante planas, donde no se detectan desniveles ni irregularidades topográficas que puedan correlacionarse claramente con las formas erosivas y sedimentarias descritas. No obstante, mientras que la presencia de evidencias de desbordamiento es indicador de la afección por inundaciones intensas, la ausencia de las mismas no implica necesariamente una inundabilidad baja.
Los terrenos sin evidencias podrían inundarse frecuentemente, siendo numerosas las situaciones posibles:

a) Las formas pueden haber sido eliminadas o camufladas artificialmente (por ejemplo, actuaciones agropecuarias).

b) Causas naturales pueden limitar su reconocimiento (por ejemplo, inundaciones que generan mantos de desbordamiento o erosión muy homogéneos, o microformas sólo perceptibles durante los trabajos de campo, tal como se puede ver en la Figura 154).

c) Los terrenos se inundan habitualmente pero por avenidas de bajo calado y velocidad.

d) Los niveles edáficos superiores poseen una alta resistencia que limita su erosión.

e) Una menor disponibilidad de sedimento en el cauce limita el desarrollo de depósitos de desbordamiento, etc.

Por estos motivos, no debe descartarse que los terrenos sin aparentes evidencias puedan pertenecer a la ZFP o a una categoría de inundabilidad alta, cuestión a valorar con el resto de análisis.

5.3.4. Terrenos retocados artificialmente

Los terrenos cuya superficie ha sido modelada por el hombre mediante el vertido de material, excavaciones o el suavizado de la topografía natural, evitan el reconocimiento de las morfologías originales, siendo necesarios análisis complementarios para la definición de su inundabilidad.
En ocasiones, el estudio evolutivo mediante fotos aéreas históricas o la identificación en campo de excavaciones o rellenos pueden permitir definir el carácter artificial de terrenos aparentemente naturales e incluso la presencia, previa al retoque artificial, de evidencias ligadas a una alta inundabilidad. También hay casos donde los elementos artificiales se adaptan y respetan parcialmente las evidencias existentes (Figura 155). Dado que algunos de estos indicadores pueden mantener su validez actual, y para evitar que estas situaciones pasen desapercibidas en el análisis, puede resultar recomendable señalar en la cartografía el reconocimiento de evidencias en estos entornos antropizados.

5.3.5. Delimitación de unidades inundables

Varias unidades pueden ser delimitadas dentro de la zona potencialmente inundable, configurando muchas veces terrazas fluviales, teniendo en cuenta la presencia o ausencia de formas erosivas y sedimentarias, distintas características de estas formas o por diferencias de altura y sección en sus zonas de desbordamiento.
La delimitación geomorfológica de estas unidades puede realizarse, siempre que sea posible, utilizando taludes o escarpes de origen natural, que representen cambios de pendiente grabados directamente sobre la topografía del terreno y cuyo trazado guarde

Figura 154. Terrenos con inundabilidad muy frecuente (< 10 años) recientemente afectados por inundaciones. Los depósitos de desbordamiento son de poco espesor y generan una microtopografía irregular de pocos centímetros. Imagen derecha: Juan Antonio Martín Ventura.

Figura 155. Arriba, a la izquierda, edificaciones sobre terrenos que conservan la microtopografía asociada a evidencias erosivas y sedimentarias (llanura aluvial del río Danubio en Rossatz, Austria). A la derecha, edificaciones entre recientes depósitos de desbordamiento (río Suarón, Asturias). Abajo, la llanura aluvial del bajo Nalón en Asturias, cuya superficie ha sido suavizada para la plantación de kiwis, donde los terrenos mantienen su inundabilidad (derecha).

una relación con la dinámica fluvial. En este sentido, cabe destacar varios aspectos:

- La zona por donde preferentemente se produce la entrada de las inundaciones hacia la terraza o unidad inundable está representada por el sector donde la sección asociada es la más baja. Dicha sección es un referente a tener en cuenta en la delimitación de cada unidad.
- El objetivo no es delimitar todas las opciones posibles de unidades y terrazas presentes en la zona inundable, sino centrarse en aquellas cuya probabilidad de inundación se estima claramente diferente, conforme a las categorías planteadas en el SNCZI.
- Cuando a lo largo de una zona inundable no se reconozcan diferencias significativas de altura, tanto respecto al cauce como dentro de ella, que permitan delimitar claramente zonas con diferente peligrosidad, *a priori*, todos los terrenos serán englobados dentro de la misma unidad inundable. También se incluyen en este caso aquellos terrenos naturales con abundantes variaciones topográficas, aspecto característico de zonas muy activas pero de compleja diferenciación (Figura 156).
- La altura del escarpe respecto a la terraza inferior o al cauce puede utilizarse de referente, junto a las secciones, para obtener una delimitación de terrazas más homogénea y precisa. La conexión entre escarpes cuyo trazado es discontinuo debe representar la envolvente de la trayectoria que seguirían las aguas desbordadas, pudiendo realizarse uniendo las secciones equiparables obtenidas de los perfiles LIDAR.
- La delimitación de unidades con diferente inundabilidad debe realizarse, ante condiciones alteradas, utilizando los escarpes de origen tanto natural como artificial, pudiendo combinarse entre sí a la hora de delimitar unidades en las que se estime una inundabilidad homogénea. Para obtener una ubicación aproximada de los límites, ante condiciones natura-

Figura 156. El reducido desnivel de los escalones presentes en la llanura (arriba y abajo izquierda) o el carácter discontinuo o irregular de las evidencias (derecha) aconsejan evitar la subdivisión en unidades, ya que las diferencias en inundabilidad no suelen ser significativas.

les, en terrenos actualmente antropizados, en ocasiones puede abordarse una aproximación de forma bastante acertada o bien puede recurrirse a fotografías aéreas históricas.

- En esta guía no se plantea una solución estándar para decidir en qué parte del talud debe ubicarse el límite de las unidades inundables, aspecto que debe analizarse atendiendo a la dinámica de las inundaciones en cada zona y a la escala de trabajo. Hay casos donde la coronación superior del escarpe puede resultar la más apropiada, otros donde el límite podría ir en la base, o incluso ante una transición gradual podría llegar a diferenciarse una unidad sobre el propio talud.

Además de poder utilizarse como elementos de delimitación de unidades geomorfológicas, en ocasiones, los escarpes también aportan información sobre la inundabilidad. Hay que tener en cuenta que los límites naturales pueden estar representados por cambios de pendiente netos o escalones de elevada pendiente (Figura 157) o por cambios de pendiente graduales, representados por taludes o escalones de pendiente más suave (Figura 158). Concretamente, la nitidez de los escarpes naturales suele mostrar una relación con la frecuencia e intensidad de la inundación sobre la unidad inferior. Este aspecto es fácilmente comprensible si se tiene en cuenta que los escarpes mejor definidos del medio fluvial son aquellos ligados a las orillas del cauce, donde se concentran

Figura 157. Escarpes naturales nítidos: escalones dentro de la zona inundable con alta pendiente y continuidad longitudinal.

Figura 158. Escarpes naturales graduales, ligados tanto a límites de unidades como a límites de formas canaliformes.

los valores más altos de frecuencia de inundación, calado y velocidad de la corriente. Por esta razón, el reconocimiento de taludes con esta nitidez dentro de las zonas inundables puede representar un indicador a tener en cuenta en la inundabilidad.

No obstante, determinadas prácticas artificiales pueden acentuar la nitidez de escarpes naturales y además dicha correlación puede no darse en todas las situaciones, motivo por el cual debe utilizarse como complemento de otros indicadores de alta inundabilidad (datos históricos, sección del cauce, evidencias geomorfológicas sobre las márgenes, etc.).

En las Figuras 159 y 160 se muestran varios ejemplos para reconocer escarpes sobre el *hillshade* del LIDAR. En el primer caso, dominan los escarpes netos entre terrazas y en el segundo, aparecen escarpes netos, graduales y contactos interpretados a partir de secciones.

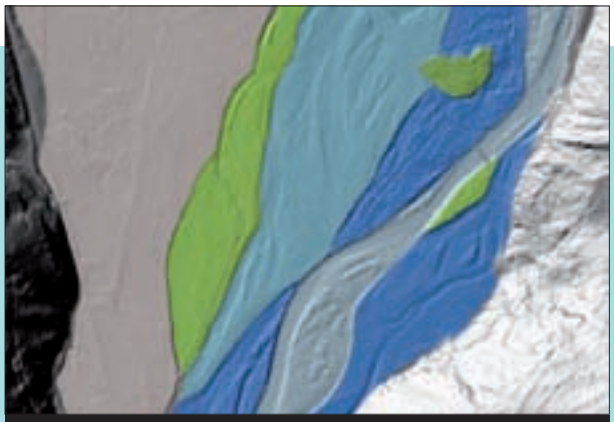


Figura 159. Las unidades delimitadas en la llanura aluvial del río Saja (Cantabria) configuran terrazas a diferente altura respecto al cauce y engloban terrenos que muestran homogeneidad en las evidencias erosivas y sedimentarias (fuente: INDUROT, 2011).

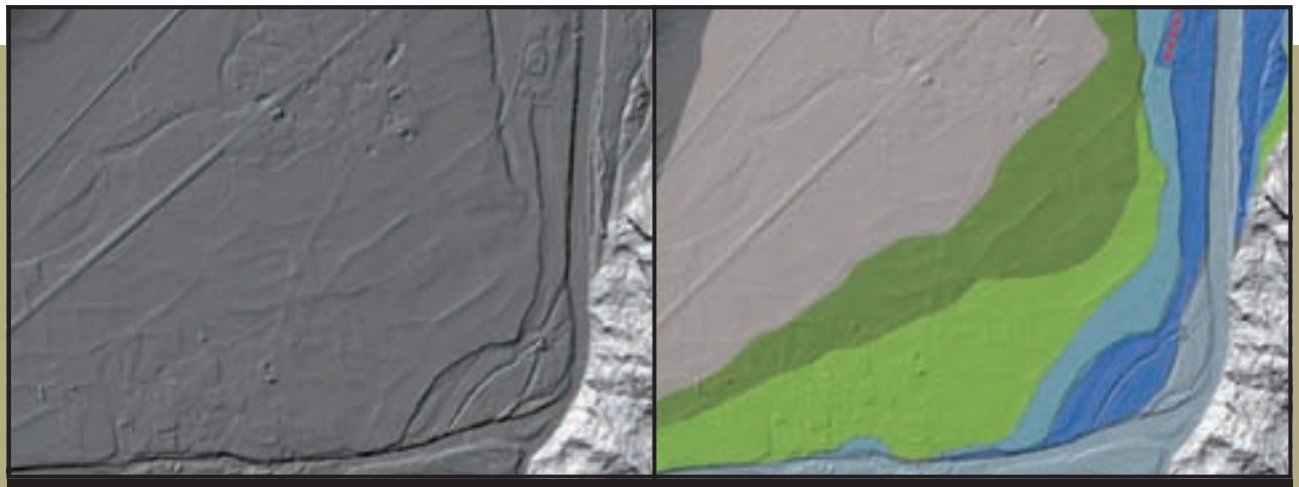


Figura 160. Taludes nítidos y cambios de pendiente graduales utilizados en la delimitación de unidades en la llanura aluvial. La conexión entre escarpes cuyo trazado es discontinuo puede realizarse uniendo las secciones equiparables obtenidas de los perfiles LIDAR. Fuente: INDUROT, 2011.

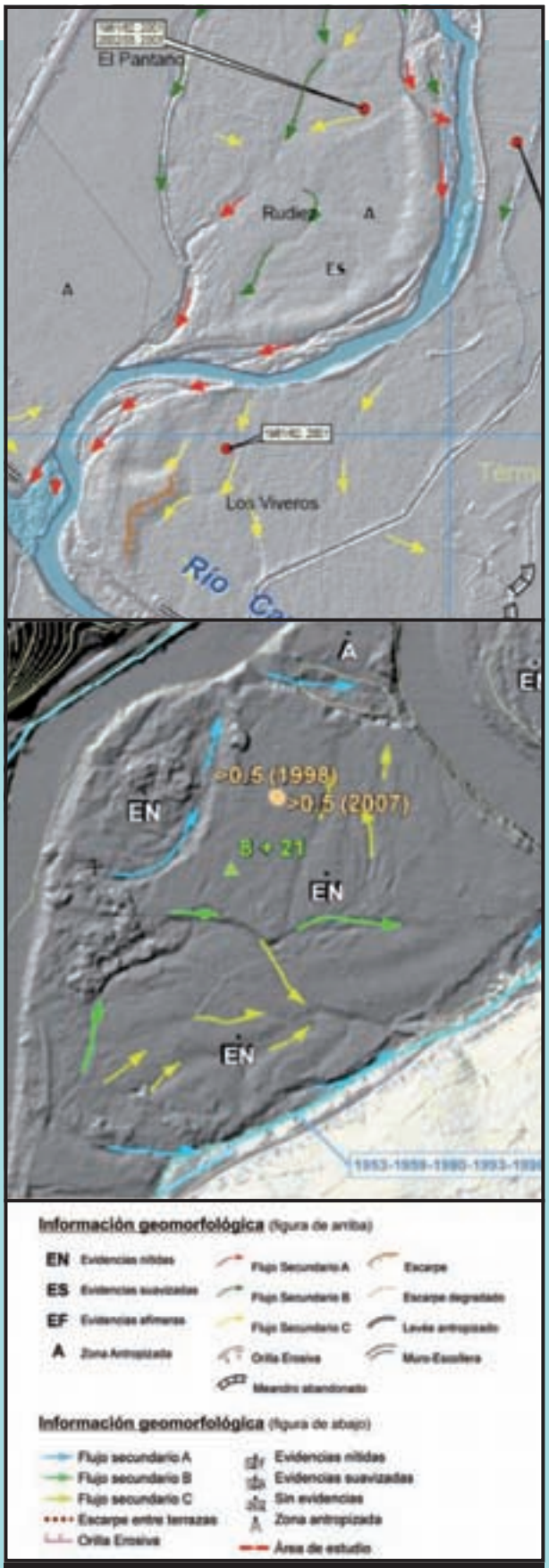


Figura 161. Arriba, representación realizada en el río Carrión en Palencia (fuente: IGME-NATURISK, 2009) y abajo, en el río Nalón en Asturias (fuente: INDUROT, 2008).

5.4

Representación cartográfica

Para almacenar la información recopilada en el análisis geomorfológico, puede plantearse representar cartográficamente los indicadores que aportan mayor información al SNCZI. A continuación se recogen varias opciones:

- Límite de la zona inundable en condiciones naturales, obtenido inicialmente de la cartografía geológica o geomorfológica del IGME y posteriormente precisado con el estudio estereoscópico de fotografías aéreas, productos derivados del LIDAR y trabajos de campo. En los casos con ausencia de información preliminar y de referencias morfológicas para ubicar los límites con claridad, podrán utilizarse los datos de inundaciones históricas.
- Orillas erosivas en el cauce morfológico. Siguiendo las premisas que se están barajando en el SNCZI, debe valorarse la posibilidad de incluir en el cauce o en la ZFP previsibles migraciones del cauce en un futuro cercano. En este sentido, en los casos donde se considere oportuno, pueden representarse orillas erosivas móviles, huellas de inestabilidades, avulsiones recientes, migración de meandros e incluso pronósticos de potencial riesgo, como los ligados a algunas actuaciones artificiales sobre el medio fluvial o potenciales puntos conflictivos, como la socavación de la base de laderas y taludes verticales (naturales o artificiales), susceptibles a los desprendimientos y que pueden agravar la peligrosidad en la zona. Pueden incluirse descripciones e indicadores cuantitativos, como el desplazamiento de una orilla detectado en el estudio evolutivo.
- Evidencias erosivas ligadas a formas canaliformes, indicadoras de terrenos susceptibles de formar parte del DPHP y de la ZFP; son morfologías ligadas a la circulación de flujos secundarios sobre las llanuras. Puede plantearse una definición mediante flechas, clasificando los canales en varias categorías en función de su nitidez, envergadura y continuidad.
- Como alternativa o añadido a la representación de canales puede plantearse una agrupación genérica de evidencias, que incluya también las sedimentarias. La diferenciación en función de su mayor o menor antigüedad (efímeras y topográficas) y de su nitidez puede resultar de

interés para el DPHP, la ZFP y las categorías de mayor inundabilidad (10 y 50 años). Una opción es la representación mediante puntos acompañados de las abreviaturas EF para evidencias efímeras, EN para evidencias topográficas nítidas y ES para evidencias topográficas suavizadas. En las zonas donde se considere relevante pueden incorporarse otros indicadores para las zonas sin evidencias (SE) o para constatar una inundabilidad en terrenos aparentemente sin evidencias o antropizados, gracias al reconocimiento de morfologías en los trabajos de campo o en el estudio evolutivo o a partir de estudios detallados, como paleoinundaciones.

- Ante carencias en la cartografía base, puede ser recomendable señalar algunos aspectos de interés en los límites de las unidades inundables, como la nitidez de un escarpe natural cuando se estima que puede indicar una alta inundabilidad de la unidad infrayacente, el carácter dudoso o interpretado de algún tramo o incluso resaltar su origen natural o artificial.

5.4.1. Flujos secundarios

A continuación se plantean tres tipos de morfologías canaliformes o flujos secundarios con funcionamiento durante avenidas, acompañadas de fotografías orientadas a facilitar el reconocimiento de cada elemento durante los trabajos de campo. Pueden representarse de forma independiente mediante flechas ubicadas en el lecho de los canales. Es importante diferenciar con claridad las formas producidas por el río principal analizado de aquellas que pueden estar generadas por arroyos laterales.

5.4.1.1. Flujos secundarios de tipo A

Canales secundarios con un trazado continuo y marcado desde aguas arriba hasta su confluencia con el cauce, cuyas orillas tienen una clara representación morfológica en el terreno, muchas veces en relación con taludes nítidos de alta pendiente. En su lecho, además, se reconocen claras evidencias efímeras de actividad reiterada y reciente (por ejemplo, depósito de flotantes, sedimentos expuestos). Estos canales pertenecen al DPHP.

5.4.1.2. Flujos secundarios de tipo B

Morfología canaliforme nítida con un trazado continuo y marcado pero en cuyo lecho no se reconocen evidencias efímeras de actividad reciente. Presentan un trazado bastante continuo pero suelen perder definición en algún sector de su trayecto. Estos canales aparecen

Figura 162. Flujos secundarios de tipo A.

Figura 163. Flujos secundarios de tipo B.

Figura 164. Flujos secundarios de tipo C.

preferentemente en terrenos con inundabilidad muy alta, con recurrencias de inundación menores o en torno a 10 años, y pueden pertenecer tanto al DPHP como a la ZFP.

5.4.1.3. Flujos secundarios de tipo C

Morfologías canaliformes de menor definición, con escaso trayecto y continuidad pero reconocibles en los trabajos de campo e incluso en el LIDAR. Estos canales pueden pertenecer tanto al DPHP como a la ZFP. Pueden representarse de forma independiente mediante flechas, aunque, debido a que es frecuente que aparezcan en combinación con otras evidencias, puede utilizarse la simbología indicada para las evidencias topográficas suavizadas (ES). En condiciones naturales son elementos característicos de terrenos con inundabilidad muy alta, aunque también pueden aparecer en terrenos con una inundabilidad ligeramente menor, generalmente de no más de 50 años.

5.4.2. Evidencias efímeras y topográficas

A continuación, se plantean tres agrupaciones de evidencias erosivas y sedimentarias, atendiendo al carácter más reciente (efímeras) o más antiguo (topográficas) así como a su mayor o menor nitidez, de interés para el DPHP, la ZFP y las categorías de mayor inundabilidad (10 y 50 años).

5.4.2.1. Evidencias efímeras de inundación reciente (EF)

Salvo que el registro de inundaciones recientes señale la ocurrencia de una avenida significativa, *a priori*, este tipo de evidencias son características de terrenos pertenecientes al DPHP. Restos flotantes o arribazones fluviales, depósitos sueltos de granulometría, extensión y morfología variada así como morfologías erosivas con afloramientos del material subyacente, independientemente de su presencia puntual o de larga trayectoria, pueden representarse mediante puntos acompañados de la abreviatura EF. Cuando la evidencia señale un calado de interés para el SNCZI, puede resultar de utilidad incorporar el dato de altura.

5.4.2.2. Evidencias erosivas y sedimentarias nítidas (EN)

Se caracterizan por una microtopografía muy irregular, altas pendientes y superposición de formas erosivas y sedimentarias. Pueden estar dominadas por morfologías de flujos secundarios de variada tipología, especialmente de tipo B, pero de difícil representación debido a su escaso trayecto o difícil trazado. Evidencian el tránsito de avenidas con altos calados y velocidades.

Pueden pertenecer al DPHP o a la ZFP. En condiciones naturales son elementos característicos de terrenos con inundabilidad muy alta, con recurrencias de inundación menores a 10 años. Pueden representarse mediante puntos acompañados de la abreviatura EN.

5.4.2.3. Evidencias erosivas y sedimentarias suavizadas (ES)

Se caracterizan por una microtopografía irregular pero mostrando límites más suavizados y de menor pendiente que en el caso anterior. Evidencian el tránsito de avenidas con presencia de calados y velocidades de tipo medio-alto. Pertenecen generalmente a la ZFP y, en condiciones naturales, son características de terrenos con inundabilidad alta, aunque también pueden aparecer en terrenos con una inundabilidad ligeramente menor que, en cualquier caso, no suele superar los 50 años. Pueden representarse mediante puntos acompañados de la abreviatura ES. ■

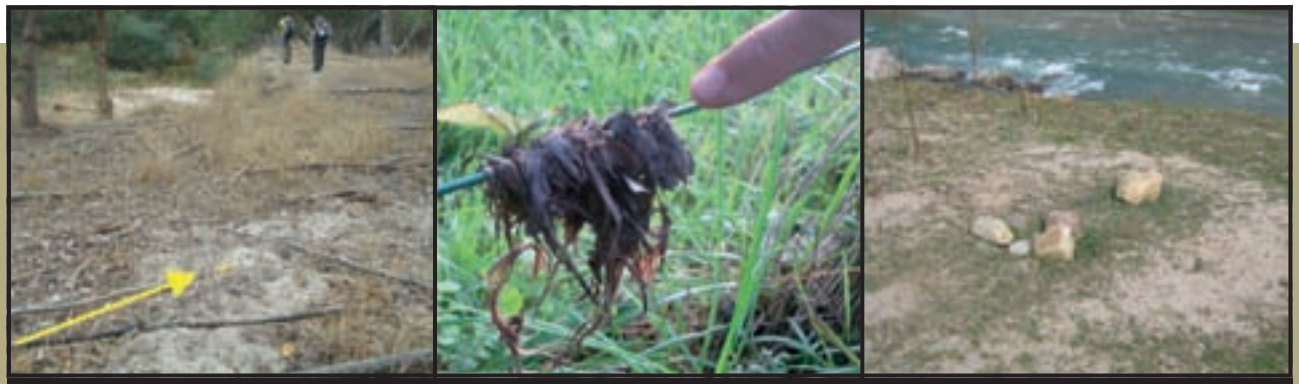


Figura 165. Evidencias efímeras de inundación reciente (EF) en zonas de cauce y llanura.

Figura 166. Evidencias erosivas y sedimentarias nítidas (EN).

Figura 167. Evidencias erosivas y sedimentarias suavizadas (ES).

RECOMENDACIONES

Los límites del cauce se ubicarán preferentemente sobre la coronación del talud que separa la zona más deprimida del medio fluvial de las márgenes adyacentes más elevadas. Se recomienda señalizar las orillas con evidencias de inestabilidad.

La delimitación del cauce geomorfológico se inicia con el análisis en detalle de los modelos LIDAR, simultáneamente a la ortofoto. Aunque esta última representa generalmente el referente a utilizar para el dibujado de líneas, siempre debe realizarse bajo la observación simultánea del LIDAR y modelos derivados, especialmente donde existan interferencias visuales (por ejemplo, vegetación).

Cuando dicho límite no sea fácilmente reconocible, plantee dudas o no coincida con el cauce histórico, se intensificarán los trabajos de campo en estas zonas. El objetivo es valorar el grado de actividad de los terrenos, mediante la identificación de evidencias de inundación recientes: arribazones, sedimentos, erosiones, bajo desarrollo edáfico, etc. Se recomienda elaborar la cartografía de dichas evidencias y de los calados mínimos que puedan deducirse de ellas.

Los trabajos de campo también deberán aprovecharse para realizar observaciones sobre zonas de desbordamiento preferente, mediante el reconocimiento de evidencias, diferencias en la altura de una misma orilla y de orillas enfrentadas, etc.

En el caso de las márgenes del cauce, las observaciones en gabinete se centrarán en identificar las evidencias más claras de inundación reiterada, morfologías de erosión y sedimentación de nitidez variable, cuya cartografía puede realizarse mediante líneas, en el caso de canales secundarios, o puntos, para señalar áreas concretas. Pueden añadirse otras indicaciones de interés: calados mínimos, zonas sin evidencias aparentes, zonas antropizadas, etc.

Los trabajos de campo y gabinete también se aprovecharán en esta etapa para ir definiendo terrazas en la zona inundable, ubicadas a diferente altura respecto al cauce y, en consecuencia, con diferente inundabilidad. Siempre que sea posible se plantearán como polígonos.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS GEOMORFOLÓGICO-HISTÓRICO

6.1

Dominio Público Hidráulico probable

La modificación del Reglamento del Dominio Público Hidráulico (RDPH) alude a las carencias que en el anterior reglamento presentaba la definición de cauce natural, defendiendo la necesidad de delimitar los cauces no sólo atendiendo a criterios hidrológicos sino también a otras características como las geomorfológicas, ecológicas y teniendo en cuenta las referencias históricas disponibles, incluyendo fotografías y cartografías existentes. Teniendo en cuenta los nuevos planteamientos, la perspectiva del cauce puede mostrar la estructura de la Figura 168.

A lo largo de la presente guía se han mostrado los análisis de gabinete y trabajos de campo a contemplar en la delimitación del DPHP, mediante el estudio de fotografías aéreas históricas y las evidencias geomorfológicas, además de considerar la vegetación de ribera. Concretamente, en la primera etapa se plantea el estudio de la fotografía aérea del vuelo americano realizada en los años 1956/57, abarcando el canal de aguas bajas y la franja de ribera potencialmente conectada. Dicha delimitación se completa con la revisión de fotografías posteriores hasta la actualidad, seleccionando como cauce histórico definitivo aquel delimitado por las orillas más externas que se hayan observado durante el periodo analizado, el cual será el referente de partida del DPHP.

En el SNCZI se persigue que todos los terrenos que formaron parte del cauce histórico y los del cauce actual tengan representación en el DPHP. Posteriormente, los límites del cauce histórico son trasladados sobre la situación actual, observándose como algunos terrenos mantienen sus características de alta actividad mientras que otros pueden haberlas reducido o incluso perdido por causas artificiales. En función de las características dinámicas y de vegetación de ribera que presenten actualmente los terrenos del cauce histórico, se proponen tres categorías de DPHP, denominadas A, B y C.

6.1.1. Opción A (DPHPa)

Cuando se detecte que el cauce mínimo a tener en cuenta en la actualidad coincide o engloba al cauce histórico, estos terrenos formarán parte del DPHP definitivo. Esta opción, denominada DPHPa, se identifica ante las siguientes situaciones:

a) Cuando el límite del cauce histórico continúa teniendo en la actualidad una representación morfológica, es decir, durante los trabajos de campo se reconoce total o parcialmente el talud de la orilla histórica (Figura 135). Dicho talud puede mostrar una representación variada, con una pendiente elevada o más gradual y una altura métrica o de pocos centímetros. La coronación de dicho talud separa la zona más deprimida y activa del medio fluvial, con una topografía irregular impuesta por las formas erosivas y sedimentarias, de las márgenes o llanuras aluviales, caracterizadas por su mayor altura y menor irregularidad topográfica (Figura 169).

b) El DPHPa mínimo a contemplar incluye el canal de estiaje, los terrenos con evidencias efímeras de actividad reciente, aquellas ligadas a las avenidas habituales, y los terrenos dinámicamente conectados a estos últimos. Esta

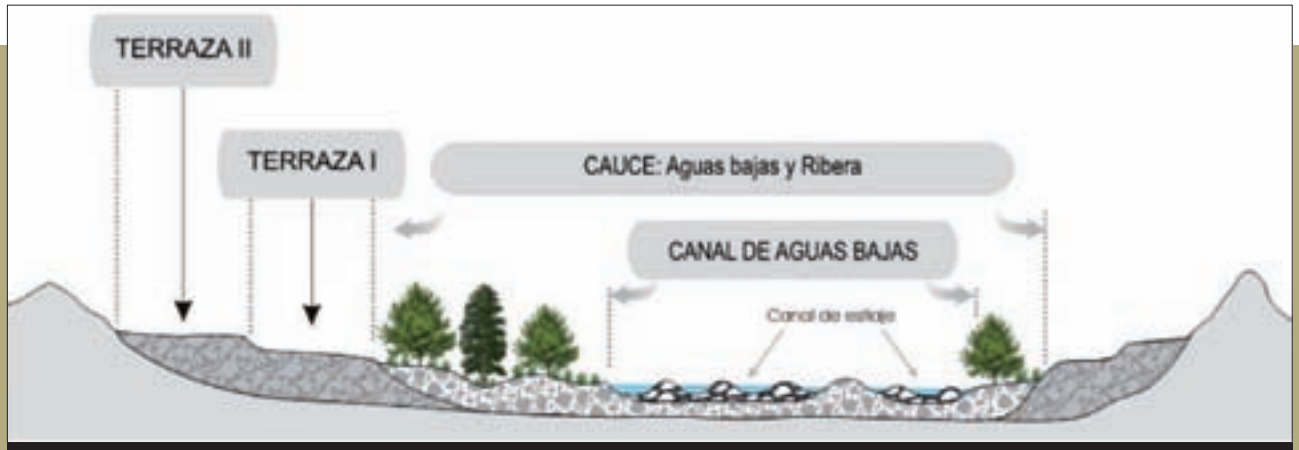


Figura 168. Los límites del cauce engloban el canal de estiaje, el canal de aguas bajas y, cuando existe, la franja de ribera dinámicamente conectada a las anteriores, la cual, en muchos casos, ha formado parte del cauce histórico. Modificado de Pedraza (1996).

situación se dará aunque dichas evidencias se encuentren en situaciones alejadas del canal de estiaje y su presencia sea local, con una distribución discontinua y dispersa, ya que independientemente de su localización y densidad, evidencian la circulación de las aguas durante crecidas (Figura 131).

c) Los terrenos inmersos o inmediatos a las zonas con estas evidencias, que hayan formado parte del cauce histórico y que estén colonizados por vegetación de ribera, también pueden ser englobados dentro del DPHPa, aunque localmente presenten una topografía ligeramente más elevada, sobre todo si se detecta inestabilidad en el cauce. Se incluirán aquellos terrenos sin vegetación pero favorables a su desarrollo que estén inmersos en estos espacios con vegetación de ribera aludidos anteriormente, pero carecen de la misma por causas artificiales (por ejemplo, talas arbóreas).

d) Los indicadores anteriores primarán incluso aunque el cauce haya sufrido procesos de dragado. *A priori*, en la delimitación del DPHPa no se considerarán los efectos de estas obras (Figura 170).

6.1.2. Opción B (DPHPb)

Esta opción se plantea ante una o varias situaciones:

a) El límite entre el cauce histórico con el resto de la zona inundable no tiene actualmente una evidencia morfológica o talud reconocible en ninguna parte de su trazado.

b) Los terrenos del cauce histórico presentan actualmente una altura más similar o incluso mayor a la de los terrenos de las márgenes o llanura aluvial.

c) El análisis realizado evidencia que se ha producido una reducción en la intensidad de las inundaciones que afectan a los terrenos, mostrando actualmente una cobertura aparentemente más estable.

Estos cambios no suelen estar asociados a actuaciones artificiales ejecutadas directamente en la zona, y aunque de forma local pueden aparecer alteraciones que modifiquen una parte de la dinámica de estos terrenos, su repercusión en el conjunto de la unidad es poco significativa.
Generalmente, los cambios son producto de tendencias naturales o de modificaciones artificiales en la cuenca hidrográfica. Las causas naturales pueden estar relacionadas con el enterramiento de las orillas previas por depósitos fluviales de desbordamiento. Respecto a los cambios artificiales en la cuenca que pueden conducir a algunas de estas situaciones están relacionados con embalses, usos del suelo, canalizaciones, ocupación de la zona inundable, etc., que han provocado alteraciones en la morfología del cauce, como encajamientos

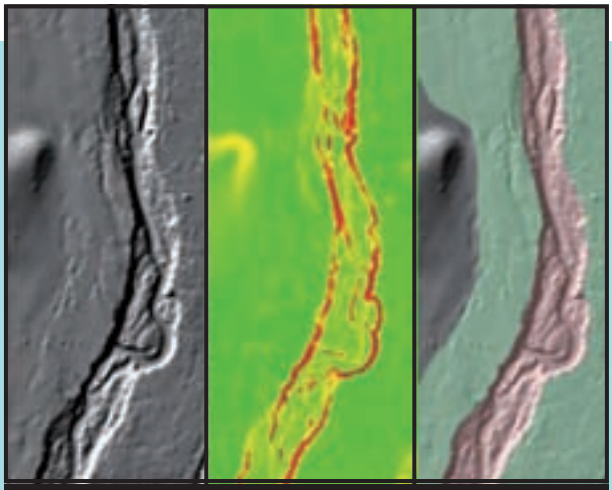


Figura 169. Los modelos LIDAR permiten reconocer las orillas del canal de estiaje y las barras adyacentes, éstas últimas recorridas por numerosos canales secundarios. Envolviendo el conjunto aparecen los taludes más nítidos y uniformes del tramo, que dibujan el DPHPa o cauce geomorfológico mínimo a contemplar (río Guadarrama en Madrid, fuente INDUROT, 2009).

Figura 170. Los límites del cauce histórico continúan reconociéndose en la actualidad. Engloban el canal de aguas bajas y una unidad intermedia con evidencias de actividad reciente y reiterada (imagen inferior derecha). Dicha unidad formará parte del DPHPa, incluso aunque el canal de aguas bajas haya sido dragado (río Palancia, Valencia).

o cambios desde un trazado trenzado o *braided* hacia otro más meandriforme.

No obstante, en general, cabe esperar que las posibles variaciones que puedan darse en la inundabilidad inducidas por cambios en la cuenca no sean especialmente significativas, al menos como para producir saltos grandes entre las categorías de peligrosidad contempladas en el SNCZI. Además, son zonas que pueden seguir presentando marcadas diferencias con respecto al resto de la zona inundable, en relación tanto con la abundancia de morfologías erosivas y sedimentarias como especialmente con la presencia de vegetación de ribera, criterio ecológico a contemplar en la delimitación del DPH.

Los trabajos geomorfológicos e históricos realizados para delimitar el DPHP en varios tramos fluviales, representativos de los ríos cantábricos, de los ríos de la meseta ubicados en las cuencas del Duero o del Tajo y de las ramblas mediterráneas, muestran que el DPHPb cumple, en gran parte de su extensión, los requisitos para formar parte del DPHP final. No obstante, deben realizarse valoraciones particulares en cada caso, las cuales pueden conducir a defender la inclusión de los terrenos en el DPHP definitivo o, en su defecto, en la ZFP.

En la Figura 171 se muestra un ejemplo de obtención de DPHPa y DPHPb en el río Nalón, a partir de las diversas fuentes disponibles. El estudio de la fotografía histórica muestra un canal secundario cuya morfología y dinámica continúa siendo en la actualidad representativa de la dinámica del cauce. El modelo de pendientes muestra los taludes conservados actualmente y la ortofoto y trabajos de campo evidencian que dicho canal mantiene una conexión con el canal principal. Según los resultados del modelo hidráulico en el tramo, el DPHPb es afectado por avenidas con periodo de retorno entre 2 y 3 años, valor confirmado con la cartografía de eventos recientes en la zona.

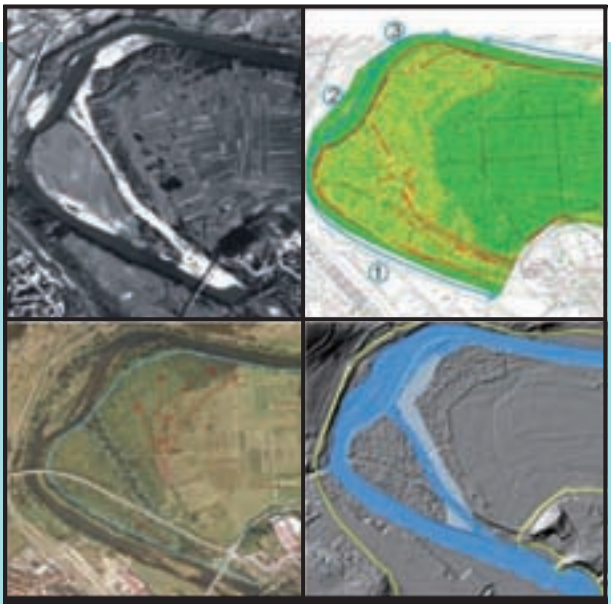


Figura 171. Definición de DPHPa y DPHPb del río Nalón en Pravia a partir de diversas fuentes: fotografía histórica (arriba izquierda), modelo de pendientes (arriba derecha), ortofoto y trabajos de campo (abajo izquierda). Representación final (abajo derecha): en azul oscuro, el DPHPa y, en azul claro, la franja de ribera histórica con menos evidencias de actividad que señalan un DPHPb.

En la Figura 172 se muestra un ejemplo de la tendencia evolutiva habitual, desde un trazado *braided* en la década de los 50 hacia un trazado más meandriforme, con parcial abandono de canales secundarios. La delimitación del cauce histórico mostrada con línea amarilla puede reconocerse en gran medida en la actualidad, salvo pequeños retoques artificiales (imagen del centro). A la derecha, en rojo, se observan los terrenos inundados por una avenida con periodo de retorno inferior a 3 años, mostrando cómo a pesar de estos cambios ligados al encajamiento del cauce, todo el cauce histórico sigue siendo potencial para el DPHP definitivo.

Figura 172. En amarillo, la envolvente del cauce histórico sobre fotografía de 1956 (izquierda) y 2003 (centro). Superficie afectada por una avenida con periodo de retorno inferior a 3 años sobre fotografía de 2007 (derecha).

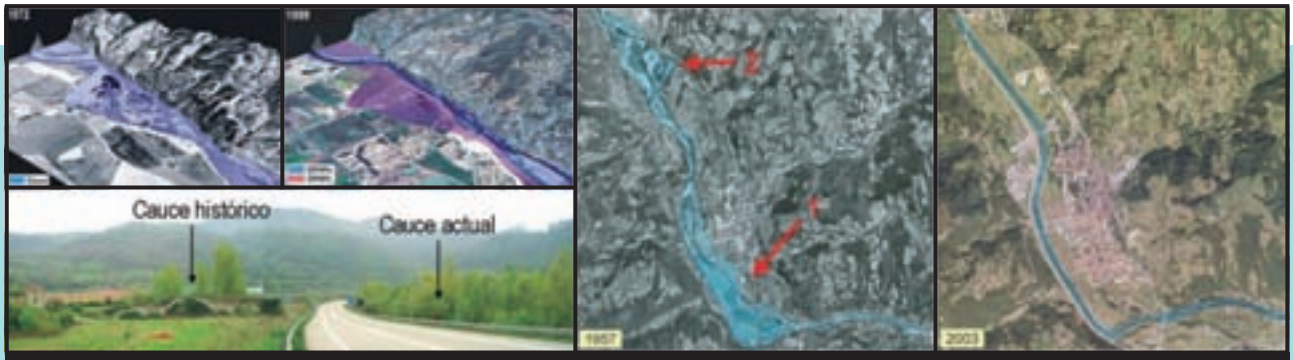


Figura 173. Alteraciones antrópicas en terrenos que formaron parte del cauce histórico y que, debido a las importantes alteraciones artificiales, son definidos como DPHPc. A la izquierda, el río Jarama en Madrid (fuente: David Uribelarrea del Val, UCM). Debajo, el río Nalón en Olloniego y, a la derecha, Pola de Laviana (fuente: TRAGSA).

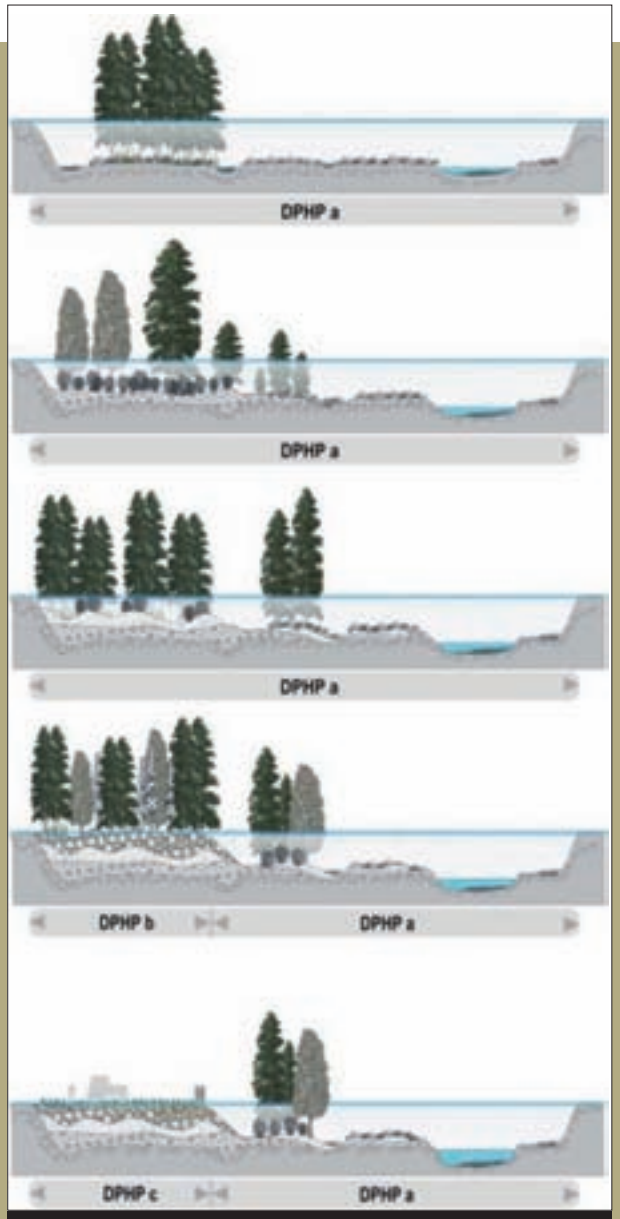


Figura 174. Representación de una de las tendencias que pueden darse en la diferenciación de las opciones de DPHP, desde la década de los 50, arriba, hasta la actualidad, abajo.

6.1.3. Opción C (DPHPc)

En las últimas décadas se han alterado y ocupado artificialmente numerosos terrenos que formaron parte del cauce histórico. Al objeto de identificar estas situaciones, se definirá como DPHPc (ver Figura 173) los terrenos que formaron parte del cauce histórico pero que actualmente presentan una alteración artificial que ha eliminado las evidencias (por ejemplo, rellenos artificiales) o ha modificado de forma importante la morfología del cauce (por ejemplo, canalizaciones), alterando significativamente su inundabilidad original. Se estima que el DPHPa representa la superficie mínima que debería formar parte del DPHP definitivo, independientemente de los resultados obtenidos en el resto de análisis realizados. Respecto al DPHPb, en parte importante de los casos, también forma parte del DPHP, pero las situaciones pueden ser variables y debe analizarse en detalle cada caso. En el DPHPc se engloban terrenos que, en general, han perdido la dinámica que caracteriza al DPHP final, aspecto a confirmar con la modelización hidráulica (Figura 174 y Figura 175).

Figura 175. Representación de las opciones de DPHP en el tramo bajo del río Palancia (Valencia), a partir de los límites del cauce histórico y de las características actuales de los terrenos.

6.2

Zona de flujo preferente

Tal y como se defiende en el SNCZI, la zona de flujo preferente se delimitará con el objeto de preservar la estructura y funcionamiento del sistema fluvial, dotando al cauce de espacio adicional suficiente para permitir tanto su movilidad natural como la laminación de caudales y carga sólida transportada, favoreciendo la amortiguación de las avenidas. Se trata de una zona en la que, con periodos de recurrencia frecuentes, la avenida genera formas erosivas y sedimentarias debido a su gran calado y velocidad. Esta zona representa un elemento a incluir en el SNCZI, adicional a la zonificación de la inundabilidad y al DPHP.

En el SNCZI puede delimitarse la ZFP en condiciones naturales y, en el caso de que se hayan introducido alteraciones artificiales en el sistema fluvial, la ZFP en las condiciones actuales alteradas o modificadas. Desde el punto de vista geomorfológico, la ZFP actual mantendrá los límites de la ZFP natural en las zonas que no hayan sufrido alteraciones significativas, modificándose en los tramos donde su extensión haya variado de forma artificial (Figura 176).

A priori, la ZFP está representada por la envolvente de la vía de intenso desagüe y la zona peligrosa obtenida mediante criterios hidrológico-hidráulicos, englobando además los terrenos aluviales donde se reconozcan las formas erosivas y sedimentarias comentadas en el análisis geomorfológico. El hecho de que las avenidas puedan generar este tipo de formas se relaciona con que éstas alcanzan calados y velocidades lo suficientemente elevados como para alterar la topografía de los terrenos, bien mediante el transporte y posterior depósito de material o bien mediante el desmantelamiento y erosión de la cubierta edáfica.

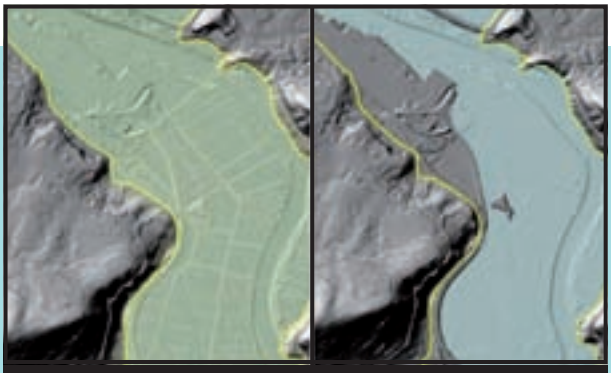


Figura 176. A la izquierda, ZFP estimada para condiciones naturales, en este caso coincidente con la envolvente de la llanura aluvial, y a la derecha, la ZFP actual, extrayendo los rellenos artificiales que han reducido la extensión original. Se han delimitado solamente los terrenos donde los datos geomorfológicos e históricos señalan la pertenencia a la ZFP. Por estos motivos, la propuesta debería quedar englobada en los resultados que se obtengan de la modelización hidráulica.

Teniendo en cuenta estas premisas, en la delimitación de la ZFP se tendrán en cuenta las siguientes indicaciones:

- La superficie mínima a englobar en la ZFP en condiciones naturales debe incorporar las formas erosivas y sedimentarias identificadas sobre los terrenos inundables, sean efímeras o topográficas. Las aproximaciones de calado o velocidad obtenidas de las evidencias geomorfológicas (por ejemplo, techo de depósitos de desbordamiento o el gráfico de Hjulström) deben considerarse en la delimitación.
- Los datos constatados en el análisis histórico pueden conducir a aumentar la superficie de la ZFP establecida previamente, englobando terrenos donde la información atestigüe el transcurso de avenidas con altos calados o velocidades.
- En ocasiones, puede ser conveniente diferenciar entre dos tipologías de ZFP: una englobará las zonas donde las evidencias son claras y permiten

Figura 177. Orilla erosiva altamente inestable, manifestando una movilidad próxima a los 30 m en 8 meses (fuente: TRAGSA).

una delimitación de la ZFP continua, y otra abarcará las evidencias con una representación dispersa o discontinua, aspecto habitual en entornos antropizados, donde son necesarios estudios adicionales (Figura 178).

- En el caso de que exista alguna interferencia artificial que haya podido alterar la dinámica fluvial, y si los análisis geomorfológicos e históricos lo permiten, puede abordarse la modificación de la ZFP natural previamente determinada, adaptándola a las actuaciones artificiales para estimar una envolvente de la ZFP actual (Figura 178). Ante un déficit de información, la ZFP deberá estimarse mediante la modelización hidráulica.
- Tal y como se plantea en el SNCZI, debe valorarse la posibilidad de incluir previsibles migraciones del cauce en un futuro cercano, bien en el cauce o en la ZFP, hecho que dependerá de las circunstancias de la zona. Por estos motivos, tras delimitar la ZFP se analizarán los tramos donde se hayan detectado orillas erosivas en el cauce actual (Figura 177). Se comprobará si las márgenes adyacentes a las erosiones están englobas en el DPHP o en la ZFP y, en el caso de que no sea así, puede abordarse una revisión de su movilidad lateral en las últimas décadas o de las posibles causas de la erosión, para estimar su potencial inestabilidad en el futuro próximo.

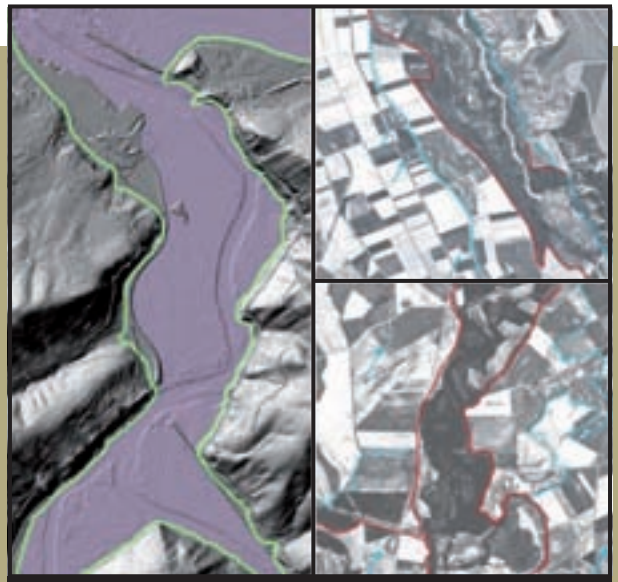


Figura 178. Izquierda: sobre el LIDAR, la línea verde representa la ZFP en condiciones naturales, que en este caso es coincidente con los límites de la zona inundable. En morado, la estimación mínima de la ZFP en estado actual, dejando fuera de la misma los rellenos artificiales de envergadura. Derecha: en rojo, la ZFP actual; en línea azul, la ZFP natural (trazado continuo) y la ZFP natural interpretada (trazado discontinuo); las flechas señalan formas erosivas y sedimentarias externas y puntuales, a tener en cuenta a la hora de realizar la modelización hidráulica de la ZFP natural.

RECOMENDACIONES

En relación con la inestabilidad del cauce, se tendrá en cuenta:

1. **La identificación de orillas que muestran signos evidentes de erosión, mediante fotografías aéreas y trabajos de campo. Además de las orillas erosivas en contacto con las zonas inundables, puede ser conveniente incluir potenciales puntos conflictivos que agraven la peligrosidad en la zona, como los ligados a la socavación de la base de laderas y taludes verticales, naturales o artificiales, susceptibles a los desprendimientos. Dicha identificación es importante cuando en los tramos próximos existe población expuesta al riesgo de inundación.**

2. **En el caso de que los terrenos inundables en contacto con las orillas erosivas no resultaran definidos inicialmente como DPHP o ZFP, debe valorarse si la franja mínima de 100 m asignada a la zona de policía es suficiente para cubrir posibles migraciones de cauce, o debe plantearse una ampliación de la ZFP.**

3. **Para plantear la ampliación de la ZFP debido a un pronóstico de previsible cambio de trazado son necesarios estudios de detalle (ver González del Tánago y García de Jalón, 2007). Son básicos en el análisis los argumentos basados en la dinámica del pasado, valorando cuánto, cómo y por qué de los movimientos, y el efecto de posibles agravantes artificiales.**

6.3

Zonificación del área inundable

6.3.1. Introducción y objetivos

El análisis multidisciplinar planteado en el SNCZI persigue aprovechar las ventajas que ofrece cada una de las disciplinas implicadas en el estudio de la inundabilidad, a la vez que mitigar las carencias de cada una de ellas. El resultado de dicha combinación es ofrecer una cartografía lo más acorde posible con la realidad del medio fluvial.

En este sentido, la realidad del medio fluvial es muy compleja y no debe plantearse su análisis tomando exclusivamente como referencia una morfología estática. Realmente, la elevada capacidad de cambio que caracteriza a los cauces aluviales no sólo se manifiesta en ríos meandriformes, sino que es muy dominante en cauces trenzados o *braided*, no debiendo subestimarse en cauces sinuosos y siendo especialmente importante en cualquiera de estos trazados ante grandes avenidas o cuando el río muestra volúmenes significativos de sedimento. Dicha carga, muy móvil en el canal de aguas bajas, es responsable de provocar variaciones continuas en la sección del cauce, con los consiguientes cambios en calados, velocidades y en los inicios de los desbordamientos a lo largo de su trazado, pudiendo generarse canales nuevos o colmatar parcial o totalmente los existentes. Estas premisas están en parte implícitas en el tratamiento geomorfológico e histórico planteado, y adicionalmente deben estar presentes en las revisiones de los estudios de inundabilidad.

La principal ventaja del método geomorfológico-histórico es que ha mostrado una alta fiabilidad para definir las categorías de mayor peligrosidad, precisamente las de mayor interés para la gestión del riesgo de inundación. La estrecha relación entre la presencia de morfologías erosivas y sedimentarias con una alta inundabilidad, unido a que el análisis de inundaciones históricas planteado suele ofrecer secuencias de eventos bastante completas, especialmente para las últimas décadas, permite obtener en muchos casos una delimitación muy precisa de las zonas más inundables, aquellas afectadas por avenidas intensas y con periodos de retorno inferiores a 100 años. Al igual que en el análisis hidrológico, los problemas se incrementan para altos periodos de retorno, pero determinadas premisas pueden aportar información de interés para las zonas con afección por avenidas más excepcionales, aquellas con recurrencias de entre 100 y 500 años.

El análisis geomorfológico-histórico presenta la desventaja de que no ofrece datos de caudal ni periodos de retorno concretos, pero puede aportar un rango de valores sobre la recurrencia de inundación muy seguro para una parte importante de las zonas inundables. El análisis puede centrarse en definir la inundabilidad en las situaciones claras, señalando aquellos referentes de inundabilidad más seguros y que deberían corresponder o quedar englobados en los resultados del método hidrológico-hidráulico. Ante discrepancias entre resultados, deberá abordarse una revisión de ambos métodos para valorar las causas de las diferencias, identificar las cuestiones problema y aplicar la solución más apropiada a la realidad del medio fluvial.

Adicionalmente, el SNCZI plantea la posibilidad de identificar la inundabilidad de los terrenos tanto en condiciones más naturales como en aquellas condiciones que actualmente pudieran estar alteradas de forma artificial. En este sentido, se considera que los datos históricos y geomorfológicos son referentes a tener en cuenta en la definición de la inundabilidad en, al menos, las condiciones más naturales, manteniendo su representatividad actual cuando la cuenca hidrográfica carezca de embalses con capacidad significativa de laminación de avenidas y se mantengan gran parte de sus características naturales. Ante la presencia de embalses con capacidad de laminación, cauces canalizados o llanuras con rellenos artificiales de continuidad y envergadura suficiente como para reducir la inundabilidad, puede abordarse el máximo aprovechamiento de la información, de forma que los referentes de inundabilidad constatados en condiciones naturales pueden extrapolarse a las condiciones actuales modificadas mediante análisis complementarios, como el estudio de secciones de referencia o la modelización hidráulica.

6.3.2. Etapas metodológicas en la zonificación

Teniendo en cuenta las indicaciones geomorfológicas e históricas planteadas a lo largo de la presente guía, la zonificación del área inundable se estructura en las siguientes etapas:

1. **Envolvente de la zona inundable natural.** La cartografía de los depósitos asociados a las zonas potencialmente inundables (llanuras aluviales, ramblas, torrentes, abanicos aluviales, etc.) contenida en los mapas geológicos y geomorfológicos realizados por el IGME, o cualquier otra cartografía relacionada disponible en el territorio, ofrece el referente de partida en la

primera aproximación a la inundabilidad. El ajuste de los límites a la realidad morfológica del depósito puede realizarse en gabinete de forma ágil mediante topografías más detalladas, el LIDAR o el estudio estereoscópico de fotografías aéreas.

2. **Análisis histórico.** El cauce histórico y la terraza de alta actividad identificados en el estudio evolutivo, así como los datos recopilados sobre inundaciones históricas, que señalan la afección de sectores concretos de la zona inundable, permiten comenzar a diferenciar unidades con diferente inundabilidad, cuyos límites precisos se establecerán en los análisis posteriores.

3. **Condicionantes dinámicos del desbordamiento.** Ante secciones de cauce similares, determinadas situaciones incrementan la posibilidad de desbordamiento, tales como cambios de trazado del río, estrechamientos y confluencias entre cauces o movilización de sedimentos durante las crecidas, provocando reducciones o ampliaciones de sección. En este sentido, se puede extraer información relevante en los trabajos de campo, realizando observaciones dirigidas a identificar cuáles pueden ser las zonas más favorables al desbordamiento y dedicando especial atención a los tramos del LIDAR donde puedan darse errores topográficos, aspectos a tener en cuenta a la hora de estimar la inundabilidad.

4. **Diferenciación de unidades con diferente inundabilidad.** Los límites resultantes de las etapas anteriores deben precisarse teniendo en cuenta, siempre que sea posible, los desniveles topográficos significativos capaces de frenar o redirigir el avance de las aguas desbordadas y devolverlas al cauce, manteniendo la coherencia con la dinámica de desbordamiento. Entre los indicadores a tener en cuenta en la diferenciación de unidades, destaca la presencia o ausencia de formas erosivas y sedimentarias, y, en frecuentes casos, también la densidad y nitidez de las mismas. Los límites más claros están representados por taludes o escarpes, netos o graduales, reconocibles a lo largo de algunas zonas inundables y que separan terrenos ubicados a diferentes alturas con respecto al cauce y, en consecuencia, con diferente inundabilidad. Cuando los escarpes son de origen natural, podrán representar límites de las diferentes categorías de inundabilidad en condiciones naturales. Cuando la zona inundable se encuentre modificada por rellenos artificiales, los límites pueden ser naturales, artificiales o una combinación de ambos. Pero el objetivo no es delimitar todas las unidades o desniveles presentes en una zona inundable, sino centrarse en aquellas cuya probabilidad de inundación se estime claramente diferente. Por estos motivos, no se abordarán subdivisiones cuando las variaciones topográficas sean muy abundantes, con escasa altura y de trazado discontinuo y variable (por ejemplo, terrenos con abundantes evidencias geomorfológicas o zonas edificadas). Cuando en el área de estudio no se reconozcan límites morfológicos que permitan abordar esta diferenciación, se tomarán de referente los datos de inundaciones históricas para abordar una delimitación de unidades preliminar.

5. **Categorías de inundabilidad.** Una vez subdivida la zona inundable en unidades con diferentes características geomorfológicas y referentes históricos, para las que se estiman distintas frecuencias de inundación, el siguiente paso es asignar una categoría de inundabilidad concreta. En este sentido, el SNCZI plantea la identificación, con la mayor precisión posible, de zonas que se inunden por avenidas con periodo de retorno alrededor de 10, 100 y 500 años. El análisis hidrológico-hidráulico debe tener en cuenta las observaciones de inundabilidad constatadas en el análisis geomorfológico-histórico que, aunque no aportan datos de caudal ni un número concreto sobre la frecuencia de inundación, ofrecen un rango de posibilidades muy seguro para una parte importante de las situaciones. Ya que el objetivo es aplicar un análisis multidisciplinar que ofrezca unos resultados más precisos, el papel del análisis geomorfológico-histórico es definir unas categorías de inundabilidad que sean lo más acorde posible con la precisión que el método puede aportar, planteando las siguientes categorías:

   a) Inundabilidad muy alta, englobando terrenos donde se estima una recurrencia menor o en torno a 10 años.

   b) Inundabilidad alta, englobando terrenos donde se estima una recurrencia de entre 10 y 100 años.

   c) Inundabilidad media-baja para terrenos con recurrencias de inundación entre 100 y 500 años. Cuando la información lo permita, pueden definirse categorías adicionales (por ejemplo, categoría intermedia para recurrencias de inundación próximas a 50 años o inundabilidad máxima para el resto de la zona potencialmente inundable). Las unidades no tienen por qué definirse abarcando toda la zona inundable, sino centrarse en las zonas donde las observaciones permitan asumir una alta fiabilidad en los resultados. Los resultados geomorfológico-históricos deben mostrar una buena correlación con los obtenidos con la modelización hidráulica y, en caso contrario, debe realizarse una revisión de métodos en busca de la solución más acorde con la realidad fluvial.

6. **Análisis geomorfológico-histórico: estimación de la recurrencia de inundación.** Para considerar una de las tres categorías de inundabilidad planteadas

se tendrá en cuenta la información obtenida de los siguientes análisis:

- Estudio de fotografías aéreas, concretamente de los terrenos definidos como cauce histórico y márgenes con alta inundabilidad.
- Recurrencia de inundación, basada en los antecedentes de inundaciones históricas recopilados en fuentes documentales y encuestas, así como en la presencia de evidencias geomorfológicas de inundación (formas erosivas y sedimentarias).
- Probabilidad de desbordamiento del cauce e inundación de márgenes, obtenida de la medida de la sección de cauce y, en su caso, también de la llanura, con inundabilidad previamente constatada y extrapolación de esa probabilidad a otras zonas próximas con configuración comparable y sección similar pero escasez de datos.

6.3.3. Inundabilidad en condiciones naturales

Dependiendo de las características de la zona y del tipo y volumen de información recopilada, se podrá estimar una determinada inundabilidad en una parte o en todas las unidades inundables del área de estudio. A partir de la inundabilidad más constatada, pueden realizarse estimaciones para deducir o extrapolar dicha inundabilidad en unidades próximas con menor información, pero que compartan similares configuraciones y secciones de cauce. Las secciones deben ubicarse en las zonas más favorables al desbordamiento y pueden estimarse a partir del MDE del LIDAR, cuyo vuelo suele realizarse ante un caudal comparable durante largos trayectos del río, permitiendo la comparación de las secciones relacionadas con el perímetro seco del cauce, aspecto a valorar en cada caso. En la unidad inundable donde los análisis geomorfológico-históricos asignen una determinada inundabilidad (muy alta, alta o media-baja), pueden realizarse las siguientes estimaciones:

- Una vez que los análisis hayan señalado una inundabilidad en determinados terrenos, cuando dichos terrenos contacten directamente con el canal, se estimará la sección en la zona o zonas de desbordamiento del cauce que los recorre. Teniendo en cuenta ese valor de sección, y aplicando un principio de precaución, se estimará que las secciones de cauce que sean similares o menores y estén ubicadas en su entorno próximo y aguas abajo presentarán, al menos, la misma probabilidad de desbordamiento y, en consecuencia, los terrenos conectados compartirán la misma categoría de inundabilidad.
- La misma extrapolación puede realizarse cuando la inundabilidad esté constatada en zonas de la llanura inundable. Cuando no existan datos de calado, la altura a considerar para estimar la sección será la mínima necesaria para abarcar los terrenos donde se ha constatado la citada

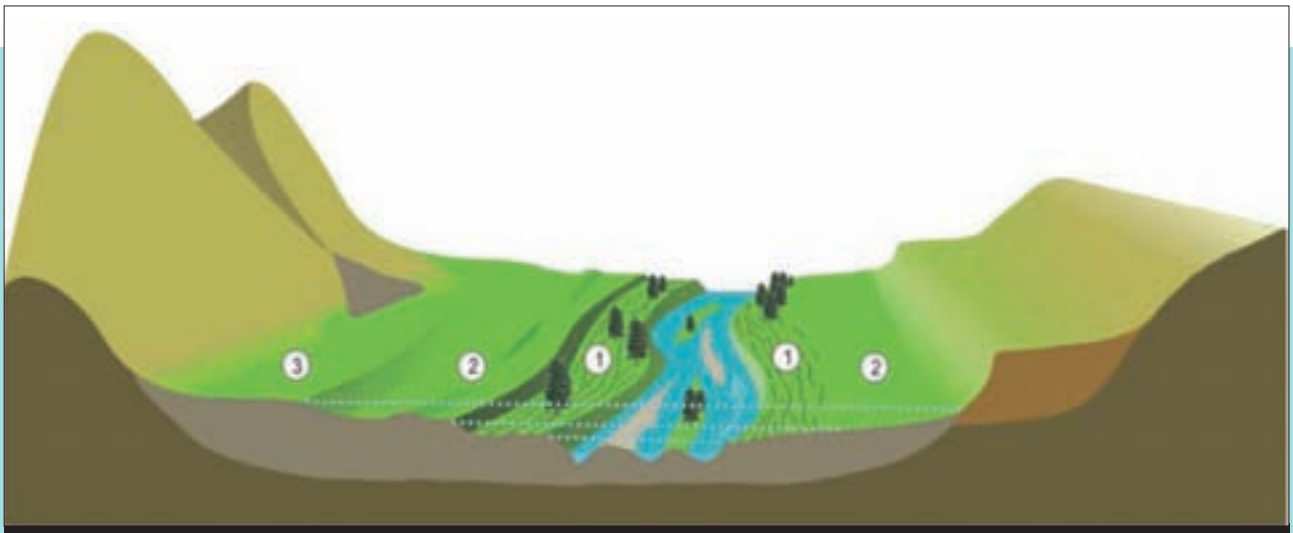


Figura 179. Configuraciones más habituales en la zonificación de la peligrosidad con criterios geomorfológicos. A la izquierda la llanura aluvial contacta con la base de la ladera del valle, y en ella se identifican varias unidades inundables separadas por taludes netos, dentro de las cuales se observan irregularidades topográficas ligadas a las evidencias erosivas y sedimentarias, más densas en las unidades más inundables. Se muestra la equivalencia de estas unidades con las de la margen derecha, donde la separación entre unidades es más gradual, contactando en este caso con el talud de una terraza fósil.

inundabilidad. Cuando se disponga de datos de calado ligados a eventos con una determinada recurrencia de inundación, podrá tomarse la sección abarcada por ese calado. Teniendo en cuenta el valor de sección, y aplicando un principio de precaución, se estimará que los terrenos englobados por las secciones iguales o menores ubicadas en su entorno próximo y aguas abajo compartirán la misma categoría de inundabilidad.

6.3.3.1. Inundabilidad muy alta (≤ 10 años)

Se agrupan en esta categoría terrenos que con alta probabilidad se verían afectados por inundaciones con una recurrencia menor o en torno a 10 años. En líneas generales y ante condiciones naturales, englobará los terrenos que presenten una o varias de las siguientes características:

a) Unidades inundables que conserven en superficie evidencias topográficas ligadas a formas erosivas y/o sedimentarias nítidas y flujos secundarios de tipo B (ver capítulo 5.4). Muchos terrenos con flujos secundarios tipo C y evidencias suavizadas pueden pertenecer a esta categoría. Se incluirán los terrenos pertenecientes al DPHP natural (opción a y b).

b) Terrenos de las márgenes en contacto con los englobados en la categoría definida como DPHPb. Aunque esta situación debe valorarse en cada caso, *a priori* se considera que la escala de tiempo utilizada en la definición del DPHP, abarcando las últimas cinco décadas, es insuficiente para asumir, como consecuencia de causas naturales o por cambios en la cuenca, un cambio muy significativo en la inundabilidad original. Por ello, cabe esperar que los terrenos adyacentes a esta tipología de DPHP y que comparten una topografía similar también presenten una inundabilidad elevada.

c) Unidades inundables donde la recurrencia histórica sea menor o en torno a 10 años, teniendo en cuenta tanto los eventos constatados como los deducidos a partir de la jerarquización de inundaciones en función de su magnitud. También se asignará cuando la información histórica recopilada señale una "inundación habitual", referida a terrenos afectados por inundaciones de, al menos, una vez cada 10 años, aunque no existan alusiones a eventos concretos.

d) La unidad inundable que haya sido identificada en el estudio evolutivo como "márgenes de alta inundabilidad", según las indicaciones establecidas en el capítulo 4.2.4. Cuando la delimitación se base exclusivamente en observaciones realizadas sobre un solo vuelo fotográfico, cuya fecha sea ligeramente posterior a una inundación histórica con periodo de retorno superior a 10 años, no se descartará que determinados terrenos puedan ser englobados en la siguiente categoría de inundabilidad menor.

Cuando las características representadas se consideren insuficientes, o se alcancen unas conclusiones que puedan indicar una inundabilidad ligeramente menor, dichos terrenos podrán englobarse en la siguiente categoría de "inundabilidad alta".

6.3.3.2. Inundabilidad alta (10-100 años)

Se agrupan en esta categoría terrenos que con alta probabilidad se verían afectados por inundaciones con una recurrencia comprendida entre 10 y 100 años. Salvo situaciones claramente justificadas en los resultados finales obtenidos tras la combinación de métodos, deberán englobarse en esta categoría los terrenos que presenten una o varias de las siguientes características:

a) Unidades inundables en las que se identifiquen formas erosivas y/o sedimentarias suavizadas o flujos secundarios de tipo C (ver capítulo 5.4), que tras el análisis anterior no hayan quedado englobadas en la categoría de inundabilidad muy alta. No obstante, cabe destacar que este tipo de evidencias suelen estar asociadas a recurrencias de inundación de 10 años, con máximos de 50 años.

b) Unidades inundables donde la recurrencia estimada mediante inundaciones históricas se encuentre en el rango entre 10 y 100 años (ver capítulo 4.3.7.).

Cuando aplicados los análisis anteriores se alcance una situación que pueda indicar una inundabilidad ligeramente menor, dichos terrenos pueden englobarse en la siguiente categoría de "inundabilidad media-baja".

6.3.3.3. Inundabilidad media-baja (100-500 años)

Se persigue englobar en esta categoría terrenos que con alta probabilidad se verían afectados por inundaciones con una recurrencia que se

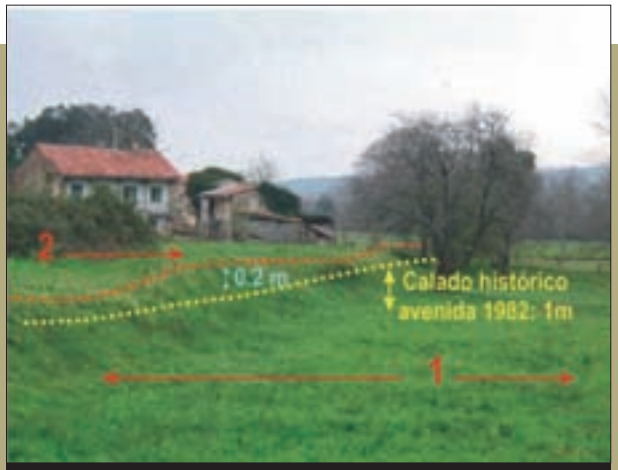


Figura 180. La línea roja separa dos unidades inundables: la número 1 en la zona más baja, a la derecha de la imagen y la 2, más elevada, a la izquierda. En la unidad 1 se ha constatado el calado de un evento en el año 1982, a 20 cm de afectar la unidad número 2. Dado que la diferencia en sección entre el calado de este evento y el necesario para inundar la unidad 2 no es significativa, se asigna una inundabilidad baja a esta última.

estima entre 100 y 500 años, sin poder precisar una recurrencia de inundación más concreta debido a la ausencia o escasez de evidencias geomorfológicas y datos de inundaciones históricas. Por estos motivos, dicha categoría se centrará en identificar solamente aquellos terrenos donde esta probabilidad de inundación sea más clara, aspecto que se daría ante una o varias de las siguientes situaciones:

a) El análisis de inundaciones históricas señala la afección de la unidad inundable por solamente un evento, el cual ha sido definido en el proceso de jerarquización dentro de la categoría de mayor magnitud (ver 4.3.6.) o ha quedado fuera del análisis por no disponer de la información necesaria para poder jerarquizarlo. Ante condiciones naturales, en líneas generales, la constatación de una inundación histórica debería quedar recogida en el análisis geomorfológico-histórico en, al menos, esta categoría de inundabilidad media-baja.

b) Situaciones donde se observe que determinados terrenos se verían afectados por eventos con una envergadura ligeramente mayor a las constatadas en la definición de las dos categorías de inundabilidad anteriores (Figura 180). Esta situación puede deducirse a partir de los datos históricos o de evidencias geomorfológicas, posibilidad que se incrementaría ante la presencia de elementos artificiales que puedan agravar la inundabilidad. Cuando se estime esta posibilidad, pero no pueda precisarse el límite hasta donde se extendería la inundabilidad media-baja, convendrá no perder esta información, pudiendo señalarse en la cartografía con una simbología concreta (por ejemplo, aplicando un *buffer* en el límite de separación entre unidades).

6.3.3.4. Inundabilidad máxima

La cartografía de zonas inundables contenida en los mapas geológicos y geomorfológicos tomados de referencia se plantea inicialmente como zona inundable preliminar en condiciones naturales. Estas unidades representan ámbitos generados por el transcurso de avenidas, dentro de las cuales se van definiendo los terrenos con inundabilidad actual constatada. Determinadas observaciones permiten eliminar de esta zona inundable terrenos claramente desconectados del medio fluvial, pero hay algunas situaciones intermedias donde dicho descarte plantea dudas. Concretamente, las metodologías presentadas en capítulos previos se centran en identificar las zonas inundables que como mínimo deberían contemplarse en el SNCZI. Esta identificación hacia un mínimo seguro puede infravalorar la zona inundable, lo que unido a posibles errores en la estimación o incluso agravamientos de las avenidas, puede dar lugar a que zonas potencialmente inundables por eventos excepcionales queden fuera del análisis. EEUU y varios países europeos ya han observado cómo inundaciones acaecidas en los últimos años han superado las zonas inundables incluidas en sus planes de prevención de riesgos, y cada vez son más numerosos los trabajos que señalan un incremento en la probabilidad de tormentas y en el riesgo de inundaciones (Schiermeier, 2011; Allan, 2011; Min *et al.*, 2011; Pall *et al.*, 2011).

En este sentido, se plantea la inclusión de estos terrenos en una cuarta categoría de inundabilidad, que puede plantearse como "inundabilidad máxima" o similar, al objeto de asegurar la incorporación de todos los terrenos potencialmente inundables por avenidas excepcionales, incluyendo aquellos que actualmente no lo son por causas artificiales y adoptando un principio de precaución frente a posibles incrementos de la peligrosidad en relación con los pronósticos del cambio climático, agravamientos en puntos conflictivos (por ejemplo, taponamientos o desprendimientos) e incluso deficiencias en protecciones artificiales del cauce, como la rotura de motas y canalizaciones.

Figura 181. Unidades inundables (círculos blancos) separadas por escarpes netos (en rojo). En amarillo, irregularidades topográficas ligadas a formas erosivas y sedimentarias. En azul, altura de cada unidad respecto al lecho del cauce, ubicado a la derecha de la imagen.

6.3.3.5. Ejemplo: inundabilidad según análisis geomorfológico

En la Figura 181 se muestra un ejemplo de unidades con diferente inundabilidad delimitadas por escarpes netos de alta pendiente. En este caso, se representan unidades inundables escalonadas fácilmente reconocibles, ubicadas a diferente altura con respecto al cauce y con diferencias en la presencia de las formas erosivas y sedimentarias ligadas a desbordamientos, más nítidas en las unidades inferiores (1 y 2) y ausentes en las superiores (3 y 4). Aunque estudios detallados de la sección del cauce y de las márgenes en los tramos ubicados aguas arriba y abajo permitirán precisar la mayor o menor probabilidad de desbordamiento, *a priori*, una primera aproximación a la inundabilidad podría obtenerse de las observaciones geomorfológicas. Se trata de una llanura aluvial con buen estado de conservación ubicada en una cuenca sin embalses con capacidad de laminación.

UNIDAD INUNDABLE 1. Se estima una "inundabilidad muy alta" con una recurrencia en torno a 10 años y pertenencia a la zona de flujo preferente, debido a los siguientes indicadores:

- Presenta una microtopografía marcada que alberga evidencias geomorfológicas nítidas, con alternancia de relieves positivos y zonas deprimidas ligadas al efecto de los flujos desbordados. La disposición y trazado de estas formas presenta coherencia con la dinámica de desbordamiento, aspectos que se asocian al transcurso de avenidas intensas.
- El techo de los depósitos de desbordamiento presenta alturas máximas de 0,4 m respecto a la superficie de la unidad inundable. Esta altura, como se indicó en el análisis geomorfológico de márgenes, es indicadora del calado mínimo alcanzado por las avenidas intensas que han transcurrido por esa unidad.
- El conjunto de evidencias geomorfológicas descritas son características de zonas que se inundan con alta frecuencia, cuyas recurrencias de inundación son de, al menos, 10 años. También la presencia de estas formas señala la potencial pertenencia a la zona de flujo preferente natural y actual.
- El escarpe que separa esta unidad de la suprayacente presenta una elevada pendiente y un trazado continuo, característica que, aunque no exclusiva, es habitual en límites de unidades sometidas a una inundabilidad intensa y frecuente. Puede representar un indicador complementario a los anteriores.
- Debido a que las evidencias en esta unidad son claras, las secciones asociadas a su inundación pueden aportar información relevante en otras márgenes próximas. Concretamente, la sección del cauce estimada en la zona de desbordamiento es de 30 m^2 y la sección mínima necesaria para que las aguas desbordadas abarquen esta unidad inundable es de 35 m^2. Según los criterios expuestos, similares secciones ubicadas en su entorno próximo y aguas abajo presentarán una inundabilidad comparable.

UNIDAD INUNDABLE 2. Se estima una "inundabilidad alta" con una recurrencia inferior a 100 años y pertenencia a la zona de flujo preferente debido a los siguientes indicadores:

- El calado mínimo alcanzado por las avenidas intensas que han generado las formas sedimentarias en la unidad número 1 es de 0,4 m. El desnivel entre las unidades 1 y 2 es de 0,5 m, siendo de pocos centímetros la diferencia entre el lecho del depósito con la base de la unidad 2, de poca entidad para la envergadura del río y cuenca analizada. Por estos motivos, se estima una alta probabilidad de que las avenidas generadoras de esas evidencias en la unidad 1 también hayan inundado a esta unidad más elevada.

- Además, la unidad inundable 2 también presenta una microtopografía característica de terrenos con alta inundabilidad, aunque en este caso es más suavizada que en la unidad 1, donde el desnivel del techo de estas formas sedimentarias con respecto a la superficie de la unidad inundable es de pocos decímetros. La presencia de estas formas señala la potencial pertenencia a la zona de flujo preferente natural y actual.
- El escarpe que separa esta unidad de la suprayacente presenta una elevada pendiente, similar a la unidad 1, y un trazado continuo, que, aunque habitual en límites de unidades sometidas a una inundabilidad intensa y frecuente, debe confirmarse teniendo en cuenta el resto de análisis.
- Las evidencias descritas son características de zonas que se inundan con alta frecuencia, cuyas recurrencias de inundación se estiman inferiores a 100 años, categoría mínima a contemplar en esta unidad. No obstante, el reconocimiento de microtopografía ligada a formas erosivas y sedimentarias apuntan hacia recurrencias de, al menos, 50 años. No se descarta que indicadores adicionales (por ejemplo, datos históricos o el estudio evolutivo) puedan llegar a considerar una recurrencia de incluso 10 años.
- La sección del cauce en la zona de desbordamiento hacia esta unidad inundable es de 38 m^2 y la sección mínima necesaria para que las aguas desbordadas abarquen la unidad inundable es de 45 m^2. Según los criterios expuestos al inicio del presente capítulo, se deduce que las secciones de cauce y de unidad inundable que compartan estas secciones, ubicadas en su entorno próximo y aguas abajo, presentarán una inundabilidad comparable.

UNIDAD INUNDABLE 3. Se estima una "inundabilidad media-baja", con una recurrencia inferior a 500 años, debido a los siguientes indicadores:

- El techo de las formas sedimentarias reconocidas en la unidad infrayacente presenta una altura de 0,2 m, pero teniendo en cuenta que dicha cota es indicadora de un calado mínimo alcanzado por avenidas intensas recientes, y que la diferencia de altura que tendrían que superar las citadas avenidas para alcanzar la unidad inundable 3 sería centimétrica, no se descarta su afección por avenidas con recurrencias superiores a 100 años e inferiores a 500 años.
- En este sentido, la sección del cauce en la zona de desbordamiento hacia esta unidad es de 52 m^2 y la sección mínima necesaria para que las aguas desbordadas abarquen la unidad inundable es de 60 m^2. Dada la escasez de evidencias en esta unidad, para constatar una categoría de inundabilidad resulta recomendable obtener información complementaria de fotografías aéreas o las inundaciones históricas a lo largo de la cuenca.

UNIDAD INUNDABLE 4. Con las observaciones geomorfológicas realizadas hasta el momento no existen evidencias claras para señalar una inundabilidad concreta en la unidad 4. Salvo información adicional que evidencie una inundabilidad mayor, *a priori*, sólo podría asignarse la categoría de "inundabilidad máxima".
El proceso mostrado en este ejemplo zonifica la inundabilidad en un tramo concreto, aplicando exclusivamente criterios geomorfológicos. Los resultados obtenidos en al menos las dos unidades inferiores son referentes mínimos a tener en cuenta, ya que las formas erosivas y sedimentarias son evidencias asociadas a zonas con una inundabilidad inferior a 100 años. Estos resultados no variarán aunque no se hayan recopilado referentes históricos de inundaciones, ya que estos últimos no deben priorizarse ante observaciones geomorfológicas como las descritas en el ejemplo. Cabe esperar que la posible modificación ante la incorporación de nueva información procedente del estudio evolutivo, de los datos de inundaciones históricas o de la extrapolación de datos procedentes de zonas inundables próximas, conduzca a aumentar la inundabilidad obtenida mediante criterios exclusivamente geomorfológicos.

6.3.4. Inundabilidad en condiciones actuales alteradas

Se considera que la inundabilidad definida en condiciones naturales puede reducir su representatividad actual ante la presencia de embalses con capacidad significativa de laminación de avenidas, canalizaciones que hayan modificado la sección del cauce o rellenos artificiales sobre las zonas inundables con continuidad y envergadura suficiente como para reducir la inundabilidad de los terrenos enterrados.
La inundabilidad definida en condiciones naturales no pierde su validez actual cuando se estime que las actuaciones artificiales han aumentado la inundabilidad, al representar un referente de inundabilidad mínimo a tener en cuenta. Además, las indicaciones presentadas en esta guía se mantendrán en el caso de las evidencias geomorfológicas efímeras y de las inundaciones históricas que hayan tenido lugar con posterioridad a las obras, que en cualquier caso, sólo permitirán asignar una inundabilidad mínima a los terrenos. La validez del resto de la información deberá ser analizada en cada caso.
Ante la presencia de embalses con capacidad de laminación de avenidas, los referentes de inundaciones históricas previos a la construcción de la presa quedarían invalidados como representativos de las condiciones actuales. Parte de esta información podría tener validez

actual mediante adaptaciones de los datos, aspecto que dependerá de los resultados sobre la laminación que ejerce el embalse.
Respecto a la validez actual de las evidencias geomorfológicas de tipo topográfico, aquellas ligadas a formas erosivas y sedimentarias de los desbordamientos, también dependerá de la capacidad de laminación del embalse, pudiendo perderse la correlación de estas evidencias tanto con la ZFP actual como con las altas recurrencias de inundación a las que estarían asociadas en condiciones naturales. No obstante, para capacidades de laminación moderadas y tramos bien conservados, cabe esperar que, al menos, se mantenga el carácter inundable en aquellos terrenos donde se reconozcan dichas evidencias, aspecto que puede ser precisado mediante los análisis hidrológicos e hidráulicos.
Ante la presencia de canalizaciones o rellenos que hayan modificado de forma significativa la inundabilidad de los terrenos adyacentes, los referentes de inundaciones previos a la realización de estas obras quedarían invalidados como representativos de las condiciones actuales. No obstante, puede abordarse una aproximación a la inundabilidad, mediante la correlación entre las secciones tomadas de referencia en cada categoría de inundabilidad natural con la situación actual alterada.
Para asignar una inundabilidad a los terrenos artificialmente elevados con respecto a la cota natural, debe abordarse un análisis detallado de los referentes de inundabilidad naturales ubicados en zonas próximas, ya que pueden orientar en la toma de decisiones, como se muestra en el siguiente ejemplo.

6.3.4.1. Ejemplo: análisis geomorfológico-histórico en terrenos antropizados

Para obtener información sobre inundabilidad en terrenos de la zona inundable rellenados artificialmente, donde no hay datos de inundaciones históricas ni, lógicamente, evidencias geomorfológicas, puede abordarse una estimación de su inundabilidad tomando de referente una zona próxima donde haya datos de inundabilidad constatados (geomorfológicos, evolutivos, inundaciones históricas, etc.). Un ejemplo de aproximación es el realizado en el estudio piloto del bajo Nalón para estimar un rango de inundabilidad al polígono industrial en Pravia, ubicado sobre rellenos artificiales. Para ello se ha tomado como zona de referencia el tramo de la carretera AS-16 adyacente, donde se dispone de fotografías de una inundación, así como información adicional de otras inundaciones históricas. El procedimiento aplicado se muestra a continuación:

- En primer lugar, se puede abordar una estimación orientativa de secciones: sección del cauce en la zona de referencia: 418 m^2 (corte A-B).
- Sección abarcada por la inundación del año 2007, con calado obtenido de una marca epigráfica en una edificación y señalada como habitual en las encuestas: 950 m^2 (corte A-B).
- Sección mínima abarcada por inundación histórica del año 2003, cuyo calado ha sido obtenido de una fotografía realizada durante el evento y que, en consecuencia, no representa necesariamente el calado máximo alcanzado: 1.135 m^2 (corte A-B).
- Sección necesaria para alcanzar los terrenos del polígono industrial objeto de análisis: 1.259 m^2 (corte C-D).
- Diferencia de sección entre el mayor registro de inundabilidad con calado constado en la avenida 2003 y los terrenos ligados al polígono industrial: 124 m^2 (9%). Como este dato de calado procede de una fotografía que no representa el momento máximo de la inundación, hay que tener en cuenta que la diferencia real puede ser menor.

Para realizar una aproximación de cuál es la posibilidad de que la zona ocupada por el polígono industrial sea considerada como inundable, se han tenido en cuenta las siguientes observaciones:

Figura 182. Secciones en zona del polígono antropizada y en zona de referencia.

- Como se deduce de los resultados mostrados en el apartado de jerarquización de eventos históricos de la presente guía, la avenida del año 2003, tomada como referente en los análisis previos, fue superada por otras tres inundaciones que tuvieron lugar en los años 1959, 1980 y 1993. Se desconoce el alcance de estas inundaciones de mayor envergadura, pero se deduce que el umbral del 9% (124 m^2) que es necesario superar para inundar el polígono industrial, se reduce como máximo cada 30 años según estimación por promedio *Bootstrap* y cada 16 años aplicando una estimación puntual.
- Adicionalmente, adyacente a la zona en estudio existe un marcado estrechamiento artificial desde el año 2000, que confina la zona inundable natural a más de la mitad de su extensión original, es decir, de producirse en la actualidad las inundaciones de los años 1959, 1980 y 1993, su calado en la zona se vería incrementado como consecuencia de este estrechamiento.

Estas observaciones son cualitativas pero están señalando que avenidas ligeramente superiores a las constatadas pueden afectar al polígono industrial, motivo por el cual se asigna a la zona una "inundabilidad media-baja", al objeto de que el análisis hidrológico-hidráulico precise la estimación.

Este procedimiento, con reflexiones que analizan al detalle los datos de inundaciones históricas, las secciones asociadas a cada evento y a cada unidad inundable, así como las diferentes situaciones a tener en cuenta a la hora de determinar la mayor o menor probabilidad de inundación de un territorio, es el que debe aplicarse para respaldar, junto con el resto de metodologías, a las diferentes categorías de peligrosidad que se asignen a la zona inundable. Este tipo de observaciones, aunque cualitativas, pueden enriquecer enormemente las cuantificaciones que se realicen ante un fenómeno tan complejo como el de las inundaciones.

RECOMENDACIONES

El SNCZI persigue que los terrenos que formaron parte del cauce histórico tengan representación en el DPHP. No obstante, se recomienda la diferenciación del cauce histórico en tres categorías, A, B y C, atendiendo a las características dinámicas y de vegetación que presenten actualmente los terrenos, observadas tanto en gabinete como en los trabajos de campo, siendo estos últimos especialmente fundamentales para las categorías A y B.

El LIDAR agiliza la identificación de los terrenos con evidencias de actuación de procesos erosivos y sedimentarios, pertenecientes a la zona de flujo preferente en condiciones naturales. Desde el punto de vista geomorfológico, la zona de flujo preferente en condiciones actuales puede abordarse excluyendo de la delimitación los terrenos que han reducido su inundabilidad por causas artificiales.

Numerosos terrenos presentan evidencias de erosión y sedimentación cuya reducida envergadura no es perceptible por los modelos LIDAR, motivo por el cual los trabajos de confirmación de campo son especialmente relevantes en estos casos.

La zonificación del espacio inundable debe ser el resultado del conjunto de análisis realizados. Terrenos que pertenecieron al cauce histórico o a las zonas de alta actividad, zonas con registros de inundaciones históricas o que conservan morfologías de la actuación de procesos erosivos y sedimentarios deberían, ante condiciones naturales, tener representación entre las categorías de mayor peligrosidad.

Los indicadores de inundabilidad constatados en una zona pueden aprovecharse para realizar estimaciones en zonas próximas con escasez de referentes.

Ante condiciones alteradas artificialmente, algunos indicadores pueden perder o reducir su representatividad actual, aspecto a valorar en cada caso. No obstante, los referentes de inundabilidad constatados en condiciones naturales pueden extrapolarse a las condiciones actuales modificadas mediante análisis complementarios.

Figura 183. Procesos característicos de la actividad torrencial: arriba, inestabilidades de ladera causantes de la avenida torrencial que afectó a San Antolín de Ibias (Asturias) en agosto de 2001 y abajo, depósito de un flujo de derrubios en el abanico torrencial de la fana del Putracón (concejo de Somiedo, Asturias) formado el 23 de agosto de 2003.

Figura 184. Elementos morfológicos básicos que componen un sistema torrencial típico: arroyo El Infierno, Ibias (Asturias).

6.4

Tratamiento de sistemas torrenciales

6.4.1. Introducción

Las indicaciones presentadas a continuación sobre el análisis de la peligrosidad torrencial se basan en el proyecto titulado *Creación de un sistema de información de las zonas inundables y de avenida torrencial del Principado de Asturias*, elaborado por el INDUROT en el 2004 para la Consejería de Justicia, Seguridad Pública y Relaciones Exteriores (112 Asturias), Principado de Asturias. Aunque los ejemplos mostrados proceden de una región caracterizada por un relieve montañoso y un clima templado-húmedo, los fenómenos geomorfológicos que intervienen en las avenidas torrenciales y la morfología de las zonas susceptibles de ser afectadas por las mismas (depósitos en forma de abanico) son similares en todo el territorio nacional. Por estos motivos, a efectos de zonificación no es de esperar que haya diferencias significativas, por lo que las indicaciones generales presentadas pueden aplicarse al conjunto del territorio nacional.

La actividad torrencial engloba un conjunto de procesos geomorfológicos que tienen lugar en pequeñas cuencas de drenaje, generalmente en zonas montañosas. Las principales particularidades de la actividad torrencial son su irregularidad en el tiempo y la ocurrencia de fenómenos de transporte con unas características físicas diferentes a las que habitualmente tienen lugar en el medio fluvial, como es el caso de los deslizamientos superficiales en las laderas de la cuenca y los flujos de derrubios en los canales torrenciales.

Por lo general, la actividad torrencial tiene lugar en cauces con cuencas de drenaje relativamente pequeñas y de fuerte relieve, que en zonas montañosas conforman la mayor parte de la red de drenaje (Figura 184). En general, estos sistemas se caracterizan por un funcionamiento muy irregular a lo largo del tiempo, de tal manera que largos períodos de inactividad son interrumpidos bruscamente por eventos súbitos de corta duración (generalmente del orden de horas) durante los cuales tiene lugar la erosión, transporte y depósito de grandes cantidades de material. Las avenidas torrenciales están controladas fundamentalmente por episodios de lluvias de corta duración y elevada intensidad. En zonas de alta montaña la fusión repentina del manto nival y hielo glaciar puede desencadenar también eventos torrenciales importantes.

En relación con el análisis de la peligrosidad de inundaciones, la actividad torrencial tiene una serie de particularidades que hacen necesario aplicar métodos diferentes a los habitualmente empleados en el medio fluvial:

a) **Impredecibilidad o dificultad de predicción.** Las avenidas torrenciales son desencadenadas frecuentemente por fenómenos convectivos de meso-escala o tormentas de carácter local y de difícil predicción, especialmente en áreas montañosas. En otras ocasiones, estos eventos están asociados a procesos de desestabilización de laderas y roturas de presas naturales o artificiales que son también difíciles de prever, tanto temporal como espacialmente.

b) **Tiempos de respuesta pequeños.** Debido a las dimensiones relativamente pequeñas de las cuencas torrenciales y a sus elevadas pendientes, los tiempos de concentración de los sistemas torrenciales frente a las precipitaciones son muy pequeños, del orden de minutos a unas pocas horas (Kelsch *et al.*, 2001). Como consecuencia de ello, la predicción meteorológica a largo plazo, que permite en numerosas ocasiones predecir las inundaciones fluviales con relativa seguridad, resulta poco útil en cuencas torrenciales. Debido a estos factores, las avenidas torrenciales se caracterizan por un alto grado de incertidumbre.

c) **Alta capacidad erosiva y de transporte.** La erosión de las cabeceras torrenciales es, con frecuencia, muy intensa debido a las elevadas pendientes y a la actuación de diferentes mecanismos de inestabilidad de laderas. Grandes cantidades de sedimento pueden ser evacuadas en períodos de tiempo muy cortos, especialmente cuando las cuencas disponen de material no consolidado. Los canales y las partes distales de estos sistemas pueden también experimentar intensas erosiones que contribuyen al volumen de las avenidas. Los mecanismos implicados en el transporte del material erosionado se caracterizan por presentar una elevada proporción de carga sólida y una alta competencia, lo que agrava las consecuencias de las inundaciones torrenciales (Kelman y Spence, 2004). Las propiedades reológicas y la capacidad destructiva de estos mecanismos de transporte varían dentro de un amplio rango cuyas variables principales son la proporción agua/sedimento y la velocidad de la corriente. En un extremo de este espectro se sitúan los flujos tractivos, típicos de los sistemas fluviales y caracterizados por una baja concentración de sedimento. En el otro extremo de este rango se sitúan los flujos de derrubios (*debris flows* en el sentido de Costa, 1988), caracterizados por una elevada proporción de sedimento y una elevada coherencia (Figura 185). La naturaleza de estos depósitos y el modo de sedimentación dependen fundamentalmente de la naturaleza de los mecanismos de transporte y del tipo de material removilizado, que suele incluir partículas de tamaños muy grandes.

d) **Formación y colapso de presas naturales y artificiales.** La obstrucción de los cauces durante episodios de avenida es un fenómeno relativamente frecuente en los sistemas torrenciales que está relacionado con dos tipos de procesos muy frecuentes en estas cuencas: los movimientos en masa y el taponamiento de tramos estrechos por acumulación de fragmentos vegetales, bloques o cualquier artefacto de gran tamaño.

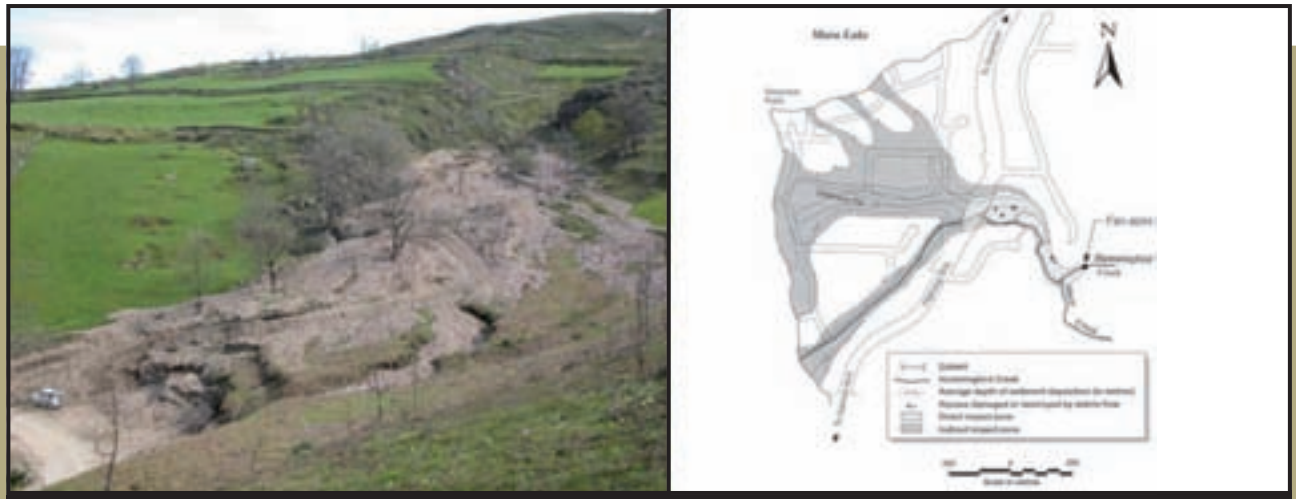


Figura 185. Daños causados por flujos de derrubios: a la izquierda, depósito formado por varios flujos de derrubios en un canal torrencial de Cangas del Narcea (Asturias) y a la derecha, mapa de las zonas dañadas por un flujo de derrubios en el abanico de Hummingbird Creek (Columbia Británica, Canadá) el 11 de julio de 1997 (tomado de Jakob y Jordan, 2001).

Los movimientos en masa responsables de la obstrucción de cauces torrenciales son muy variados, incluyendo caídas de rocas, deslizamientos y flujos. Este tipo de fenómeno ocurre con relativa frecuencia en puentes, entubaciones y otras infraestructuras que generan una reducción considerable de la sección del cauce. La evolución de estas presas naturales puede ser muy variada, dependiendo fundamentalmente de su naturaleza y del tipo de actividad de la cuenca. En algunas ocasiones tiene lugar un colapso del cierre y la liberación repentina del agua embalsada, así como de una gran cantidad de sedimento y restos vegetales. Fenómenos parecidos pueden ocurrir en el caso de colapso de presas artificiales, construidas para la captación de agua o la retención de sedimentos. Los caudales punta de estas avenidas pueden llegar a ser muy superiores a los asociados a avenidas ordinarias y su poder destructivo mucho mayor, a causa de la gran cantidad de carga que transportan (Jakob y Jordan, 2001 ; Wohl, 2000).

Debido a estas peculiaridades, las inundaciones de tipo torrencial suelen caracterizarse por un grado de peligrosidad y riesgo superior al del medio fluvial. Prueba de ello es el hecho de que el mayor número de víctimas mortales relacionadas con inundaciones catastróficas en España tiene lugar en cuencas de naturaleza torrencial (Figura 186).
La inundación catastrófica del camping de Biescas, a orillas del barranco de Arás, ocurrida en agosto de 1996 en el Pirineo Aragonés, es uno de los desastres más recientes relacionados con la actividad torrencial en nuestro país. En apenas diez minutos, 87 personas perdieron la vida a consecuencia de una avenida torrencial desencadenada por una tormenta convectiva. La inundación causó, además, daños por valor de 48 millones de euros, todo ello a pesar de la existencia de diques de corrección hidrológico-forestal en la cuenca y la canalización del cauce en el abanico aluvial del torrente (Gutiérrez *et al.*, 1998; Alcoverro *et al.*, 1999).

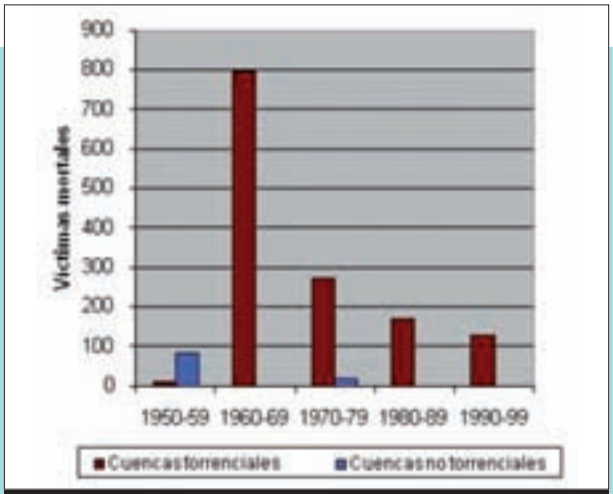


Figura 186. Comparación del número de víctimas en España por inundaciones catastróficas en cuencas torrenciales y fluviales. Modificado de Ayala-Carcedo (2002).

6.4.2. Antecedentes

El análisis de la peligrosidad torrencial ha sido desarrollado fundamentalmente en cordilleras montañosas de países desarrollados, como es el caso de los Alpes, el archipiélago japonés y las Montañas Rocosas. En la mayor parte de los casos, estos estudios son financiados o promovidos por organismos públicos y están orientados a la elaboración de planes de ordenación del territorio.
Especial mención merece el caso de Austria, que cuenta con un equipo técnico responsable de la delimitación y clasificación de aquellas áreas susceptibles de ser afectadas por avenidas torrenciales. Los mapas de peligrosidad desarrollados por este organismo tienen validez legal, imponiendo restricciones al aprovechamiento del suelo, especialmente en lo que se refiere a la construcción de edificaciones y áreas recreativas (Aulitzky, 1994). Japón constituye también un caso notable en la gestión del riesgo torrencial, en un país donde la orografía, la geología y la climatología favorecen la ocurrencia de eventos torrenciales especialmente intensos.
En España la problemática de la peligrosidad torrencial no ha sido abordada hasta el momento de una manera sistemática. La cartografía de las áreas susceptibles de ser afectadas por avenidas torrenciales se limita a algunas comunidades autónomas con planes de emergencia por inundaciones (Cataluña, País Vasco y Valencia) y otras zonas geográficas en las que se han llevado a cabo estudios locales (Pirineo Aragonés y Sierra Nevada, por ejemplo).
Tanto la metodología como el enfoque de los principales estudios llevados a cabo hasta la fecha varían mucho, dependiendo de los objetivos planteados y la escala de trabajo. Por lo general, el análisis de la peligrosidad torrencial tiene en cuenta cuatro aspectos fundamentales:

a) **Identificación de áreas potencialmente expuestas.** La identificación de las áreas torrenciales se fundamenta en el reconocimiento de elementos del relieve característicos de áreas torrencialmente activas, fundamentalmente depósitos en forma de abanico de fondos de valle. Esta labor, que constituye el primer paso en el análisis de la peligrosidad torrencial, puede llevarse a cabo mediante el análisis e interpretación geomorfológica de topografía y de fotografías aéreas. La mayor parte de las situaciones de riesgo torrencial se producen en abanicos torrenciales que, por sus características topográficas, son zonas proclives a ser ocupadas por poblaciones e infraestructuras diversas.

b) **Determinación de los procesos dominantes.** La peligrosidad en una zona torrencial depende de las características reológicas de las avenidas que potencialmente pueden alcanzarla. En este sentido, es habitual distinguir entre dos tipos de mecanismos de transporte dominantes:

- Flujos tractivos
- Corrientes de derrubios (Blair y McPherson, 1994)

La sedimentología y geometría de los depósitos torrenciales son los criterios más válidos a la hora de identificar los mecanismos de transporte implicados (Costa, 1988; Jakob y Jordan, 2001). Sin embargo, este tipo de estudios requiere una inversión de medios y tiempo considerables, por lo que no siempre pueden ser abordables a una escala regional. Basándose en la relación que existe entre la dinámica dominante de los sistemas torrenciales y la morfología de sus cuencas y depósitos, algunos autores proponen el uso de índices morfométricos para la clasificación regional de sistemas torrenciales en función del tipo de actividad (De Scally *et al.*, 2001; De Scally y Owens, 2004).

c) **Estimación de la magnitud y frecuencia de los eventos.** El análisis de la magnitud y frecuencia de los eventos torrenciales varía en función de los procesos considerados. En sistemas torrenciales dominados por flujos tractivos se suelen aplicar los métodos estadísticos convencionales utilizados en ambientes fluviales, aunque con el inconveniente de que, en la mayor parte de los casos, se carece de datos de aforo y precipitaciones en la propia cuenca, por lo que suele ser necesario basarse en datos procedentes de otras cuencas o áreas más o menos próximas. Es también relativamente frecuente el empleo de paleoindicadores de avenidas, esencialmente depósitos y formas erosivas. En sistemas torrenciales con un dominio de los mecanismos de transporte en masa, el cálculo de la magnitud de las avenidas se fundamenta en la estimación del volumen de material susceptible de ser removilizado durante un evento torrencial (Hungr *et al.*, 1984). El análisis de la frecuencia con que este tipo de procesos tiene lugar se ha de abordar mediante el uso de técnicas de datación absoluta, fundamentalmente dendrología y liquenometría (Van Henk, 1996).

d) **Zonificación de peligrosidad.** Las zonas identificadas como potencialmente susceptibles de ser afectadas por avenidas torrenciales pueden zonificarse en función del grado de peligrosidad asociado. La metodología empleada para esta delimitación depende del tipo de procesos identificados, de las características topográficas de la zona afectada y de la disponibilidad de información. En sistemas torrenciales con una dinámica de tipo aluvial son aplicables los modelos hidráulicos, mientras que en aquellos dominados por mecanismos de transporte en masa es necesario emplear modelos reológicos específicos. En la zonificación de las zonas torrenciales resulta también esencial la utilización combinada de criterios geomorfológicos e históricos.

6.4.3. Metodología

El análisis de la peligrosidad torrencial planteado en la presente guía se centra, en primer lugar, en la localización y delimitación de las zonas con mayor probabilidad de verse afectadas por avenidas torrenciales, independientemente de la magnitud y recurrencia de los mecanismos implicados. A continuación se aborda la problemática de la zonificación de la peligrosidad en estas zonas susceptibles de ser afectadas por avenidas torrenciales.
El esquema de trabajo consta de tres partes:

a) Identificación y delimitación de zonas susceptibles de ser afectadas por avenidas torrenciales

b) Identificación de procesos dominantes

c) Zonificación de la peligrosidad

Estos tipos de análisis se han basado en la interpretación de los elementos del relieve, tanto los naturales como los introducidos por el hombre. Parte de la interpretación se apoya además en la documentación de avenidas torrenciales históricas.

6.4.3.1. Identificación de zonas torrenciales

Aunque la identificación de las zonas susceptibles a sufrir avenidas torrenciales parte de las cartografías existentes, entre ellas las de los mapas geológicos (MAGNA) y geomorfológicos elaborados por el IGME, debe llevarse a cabo una revisión de las mismas para incorporar, a partir del análisis de topografía detallada y del material fotogramétrico con cobertura estereoscópica, una revisión de límites preestablecidos, así como la incorporación de otros ámbitos similares que hayan podido quedar fuera de estas cartografías. Teniendo en cuenta que la escala de trabajo es de, al menos, 1:5.000, puede establecerse un umbral mínimo de análisis en torno a 3.000 m^2 de superficie, aunque este aspecto debe valorarse en cada caso.
Aunque tradicionalmente el análisis de la peligrosidad torrencial se ha limitado al ámbito de los abanicos torrenciales, puede ser recomendable adoptar un enfoque más amplio, extendiéndose el concepto a otras zonas susceptibles de sufrir los efectos de las avenidas de tipo torrencial que por sus características topográficas y geomorfológicas no desarrollan depósitos con forma de

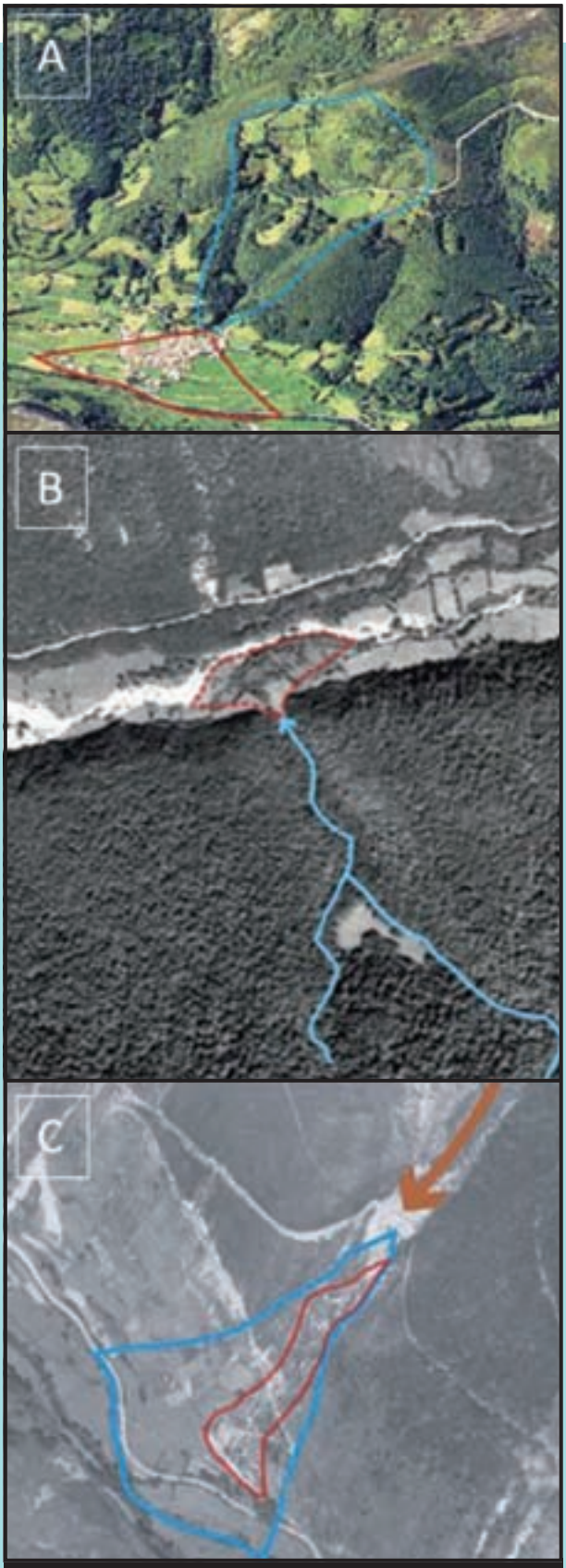


Figura 187. Criterios empleados en la identificación de abanicos aluviales: A) morfología de abanico (Caso, Asturias), B) desvío de canal fluvial en desembocadura de valle de Degaña (Asturias) y C) depósitos recientes (perímetro rojo) en un abanico aluvial del valle de Degaña.

abanico. De esta forma, pueden considerarse hasta tres tipos de contextos asociados a la actividad torrencial:

a) Abanicos torrenciales

b) Fondos de valles torrenciales

c) Zonas de pérdida de confinamiento

6.4.3.1.1. Abanicos torrenciales

Se incluyen en esta categoría aquellos cuerpos sedimentarios con una morfología en planta en forma de abanico y cuyos ápices coinciden con zonas de desencajamiento y/o disminución brusca de la pendiente de canales torrenciales. La interacción de los procesos torrenciales con otros asociados a la dinámica fluvial y de laderas desdibuja en muchas ocasiones la morfología de los abanicos torrenciales, aspecto que es necesario tener en cuenta durante su reconocimiento mediante interpretación de topografías y fotografías aéreas. La actividad antrópica también altera la apariencia original de los depósitos, en particular en zonas urbanizadas, graveras y rellenos artificiales. Debido a estas modificaciones, la morfología de los abanicos torrenciales resulta en ocasiones difícil de reconocer en la topografía, siendo necesario recurrir a una serie de criterios auxiliares para la identificación de este tipo de zonas torrenciales:

- Existencia de depósitos recientes reconocibles en fotografía aérea
- Desviación del trazado de cursos fluviales
- Cambios en la vegetación y morfología del terreno con respecto a las laderas

En la formación de algunos abanicos torrenciales de alta montaña pueden intervenir, en mayor o menor grado, aludes de nieve. El principal criterio empleado para separar los abanicos de aludes con actividad torrencial de los sistemas con una actividad exclusivamente nival es la morfología de los canales que alimentan a los depósitos. Los primeros se caracterizan por presentar canales más estrechos y encajados, mientras que los segundos, no incluidos en el análisis de la presente guía, presentan canales anchos y poco profundos de fondo plano.
La incisión de los cauces torrenciales en sus propios depósitos da lugar a fenómenos de encajamiento que provocan el abandono de los abanicos. Este encajamiento hace que la superficie de los abanicos torrenciales deje de estar expuesta a las avenidas torrenciales, aspecto que debe ser tenido en cuenta para la zonificación de la peligrosidad (Figura 188). La altura a la que una superficie de abanico pasa a un estado de abandono debe ser evaluada, en cada caso, en función de la magnitud esperable de las avenidas y de la posible existencia de zonas de desbordamiento ubicadas aguas arriba.

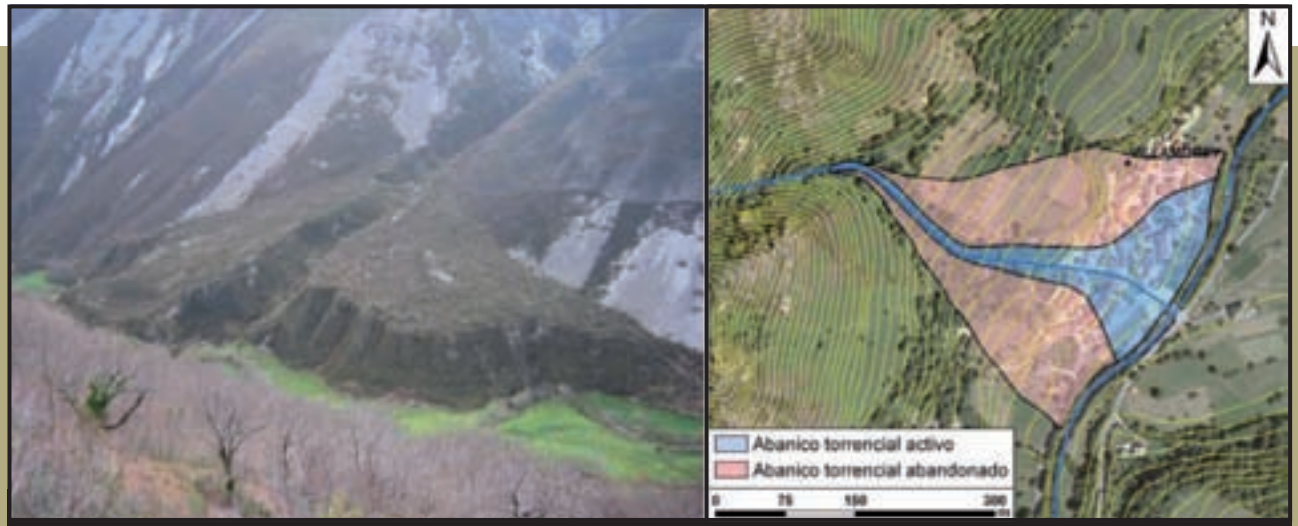


Figura 188. Abanicos torrenciales abandonados. Izquierda: marcado encajamiento del canal principal de la fana Freitarbosa (Allande, Asturias) en su abanico torrencial (la altura del escarpe frontal del abanico supera los 10 m de altura). Derecha: abanico torrencial de Villamorey en Sobrescobio, Asturias (fuente: TRAGSA).

Figura 189. Panorámica del fondo de valle torrencial y detalle cartográfico.

Con mucha frecuencia, la tasa de incisión de un cauce torrencial es desigual y es la zona apical del abanico la que experimenta un mayor encajamiento, mientras que la zona distal sigue siendo activa. En estos casos, la superficie fósil del abanico debe ser considerada como una zona sin riesgo torrencial, aunque se recomienda incluir su cartografía en los trabajos de zonificación a efectos de interpretación (Figura 188).

6.4.3.1.2. Fondos de valle torrenciales

Los sistemas torrenciales generalmente excavan sus canales directamente en el substrato o sobre depósitos poco potentes, dando lugar a valles de laderas más o menos escarpadas. Debido a ello, las avenidas suelen quedar confinadas en una estrecha franja en torno al canal y las áreas que pueden verse afectadas por avenidas no son muy extensas. Sin embargo, también pueden llegar a formarse depósitos de fondo de valle con morfologías relativamente planas susceptibles de sufrir avenidas torrenciales.

La identificación y delimitación de estos fondos de valle puede basarse fundamentalmente en su morfología, en particular en la pendiente longitudinal. Los fondos de valle torrenciales se caracterizan por presentar una superficie muy irregular, con abundancia de barras laterales y canales abandonados (Figura 189). En cuanto a su pendiente, estas zonas torrenciales suelen diferenciarse de las llanuras fluviales por desarrollar gradientes superiores. En este sentido, se destaca el ejemplo del Principado de Asturias, donde la

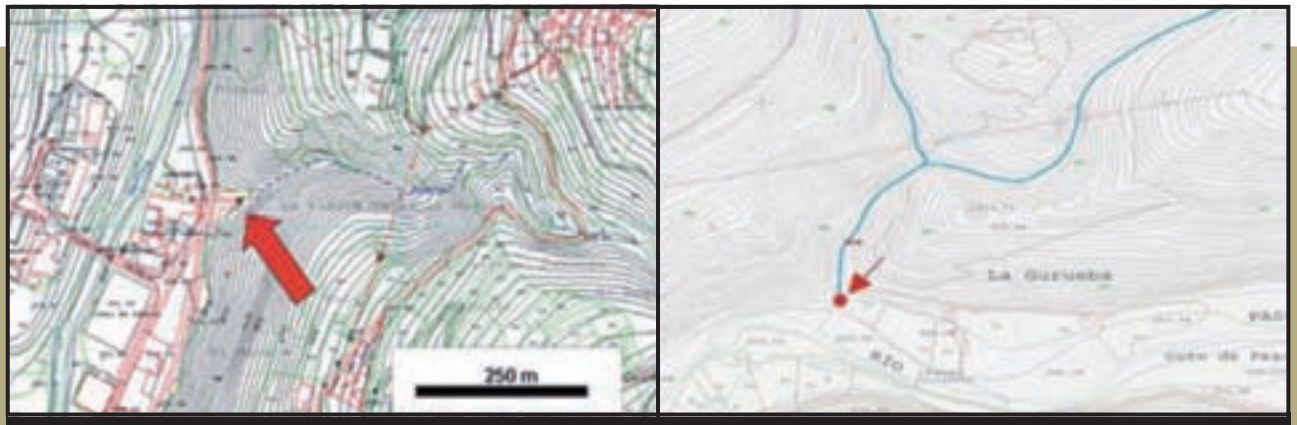


Figura 190. Zonas de pérdida de confinamiento: desencajamiento de canal torrencial al norte de Cangas de Narcea (izquierda) y detalle de desencajamiento torrencial en Sama (derecha).

pendiente media de los fondos de valle torrenciales es de 8,15, mientras que en las llanuras aluviales este valor se sitúa en torno a los 3,47. Estos fondos de valle pueden tener, a veces, un carácter discontinuo, quedando unidos unos a otros por tramos en los que el canal está directamente excavado en el substrato.

6.4.3.1.3. Zonas de pérdida de confinamiento

Pueden existir otros ámbitos susceptibles de sufrir este tipo de avenidas torrenciales, de interés en el SNCZI. En este sentido, es necesario destacar las zonas de desencajamiento de cauces torrenciales, áreas situadas aguas abajo de los canales torrenciales que pierden su confinamiento de una manera brusca. Estos sistemas no están asociados a depósitos en forma de abanico reconocibles en la topografía ni a cualquiera de los criterios mencionados en el apartado anterior (Figura 190). A pesar de la ausencia aparente de depósitos torrenciales, la morfología de estas zonas permite deducir una actividad parecida a la de los abanicos torrenciales, pues se favorece de igual modo el desbordamiento durante avenidas y la expansión del flujo más allá de las márgenes de los canales. La mayor parte de las zonas de pérdida de confinamiento torrencial están relacionadas con la morfología natural de las laderas, pero también pueden aparecer como consecuencia de actuaciones antrópicas.

6.4.3.2. Identificación de procesos dominantes

El objetivo básico de la identificación de procesos dominantes es determinar, de entre todas las zonas torrenciales previamente cartografiadas, aquellas que puedan verse afectadas por flujos de derrubios o mecanismos de transporte en masa comparables. Esta clasificación ha de basarse en la interpretación de dos aspectos fundamentales de los depósitos torrenciales: propiedades texturales y morfologías superficiales. En la Tabla 48 se resumen las principales evidencias sedimentológicas y morfológicas que permiten identificar las zonas de deposición de los flujos de derrubios.

Tabla 48. Criterios empleados para el reconocimiento de flujos de derrubios en depósitos torrenciales.

TEXTURA	• Ausencia de estratificación • Calibrado malo • Granos angulosos • Soporte de la matriz • Selección inversa • Eje A paralelo a dirección de flujo
MORFOLOGÍAS SUPERFICIALES	• Presencia de *levees* • Presencia de lóbulos frontales • Presencia de bloques de más de 1 m de diámetro • Daños a la vegetación • Canal de forma trapezoidal

La interpretación sedimentológica de los depósitos torrenciales suele ser la herramienta más fácilmente aplicable para la identificación de los mecanismos de transporte dominante (Figura 191). Los abanicos torrenciales tienen con frecuencia afloramientos más o menos amplios en los que es posible llevar a cabo este reconocimiento, incluso en zonas antropizadas, en las que

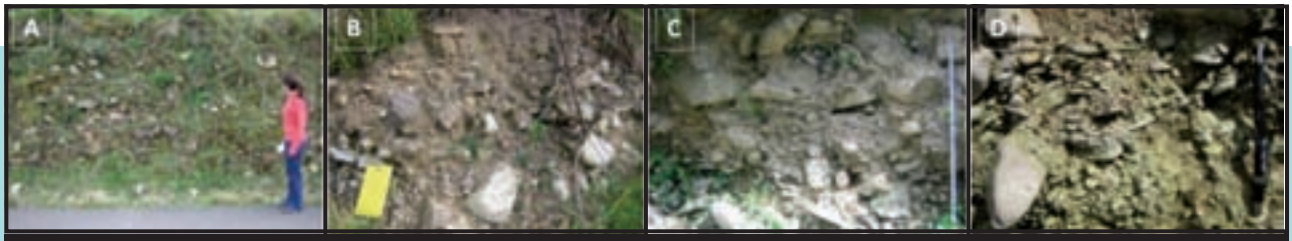


Figura 191. Afloramientos de depósitos torrenciales formados por diferentes mecanismos de transporte. De izquierda a derecha: aspecto general (A) y de detalle (B) de un depósito interpretado como formado por flujos de derrubios en el abanico torrencial del arroyo Cutiellos (Belmonte de Miranda, Asturias); (C) y (D) *facies* aluvial en el depósito torrencial del arroyo de Mardana (Pola de Laviana, Asturias).

los taludes artificiales proporcionan buenos afloramientos (A). Los depósitos formados por flujos de derrubios suelen desarrollar texturas masivas y heterométricas con un alto contenido en matriz y cantos muy angulosos (A y B). Por el contrario, los depósitos de naturaleza aluvial se caracterizan por la presencia de estructuras sedimentarias de origen tractivo, una mejor selección y un mayor redondeamiento de los cantos (C y D).

Las morfologías superficiales son también criterios útiles para identificar la posible dominancia de flujos de derrubios, aunque la vegetación, el remodelado por sucesivas avenidas y la ocupación antrópica hacen que sean elementos efímeros. En este sentido, las morfologías más características son los lóbulos frontales y los *levees*. Los lóbulos frontales son depósitos de morfología lobular formados por los frentes de los flujos de derrubios, mientras que los *levees* son depósitos marginales de forma alargada que bordea el trazado de los flujos de derrubios (Figura 192 A). La segregación interna por tamaños que suele tener lugar en el interior de los flujos de derrubios hace que sea relativamente común que los *levees* desarrollen gradaciones inversas (Figura 192 B).

Los estudios llevados a cabo en zonas montañosas de todo el mundo muestran que la susceptibilidad de una zona torrencial de ser afectada por un flujo de derrubios está controlada principalmente por las propiedades topográficas de su cuenca de drenaje y por otros factores complementarios, como el substrato rocoso, los depósitos superficiales y la cubierta vegetal. En consecuencia, es posible identificar aquellos sistemas torrenciales más susceptibles de ser afectados por flujos de derrubios mediante el cálculo de índices a partir de modelos digitales del terreno y cartografía temática diversa.

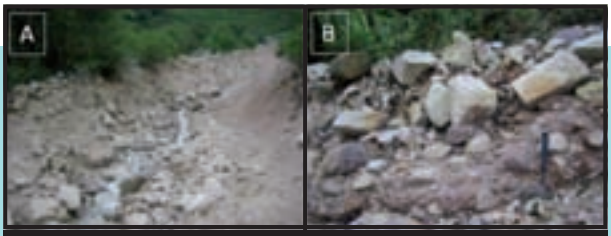


Figura 192. *Levees*: A) canal principal de la fana de Genestaza (Tineo, Asturias) y B) detalle de un *levee* en la fana La Argayada (Cangas de Onís, Asturias), mostrando la característica gradación inversa.

La pendiente sintética de cuenca[7] es uno de los índices más útiles en la identificación de sistemas torrenciales susceptibles de ser afectados por flujos de derrubios. Así, valores de pendiente sintética superiores a 0,4 suelen ser característicos de cuencas torrenciales con potencial para generar flujos de derrubios con capacidad de alcanzar sus abanicos. Sin embargo, este umbral varía considerablemente de unas zonas a otras en función del resto de sus propiedades geológicas, climáticas, orográficas, etc., por lo que su valor debe ser investigado de manera independiente para cada región mediante una población muestra de sistemas torrenciales con un grado de susceptibilidad conocida. La Tabla 49 resume algunos trabajos de este tipo realizados en diversas zonas montañosas del mundo.

6.4.3.3. Zonificación de la peligrosidad

La propuesta metodológica para abordar la zonificación de la peligrosidad torrencial se basa en la interpretación de los depósitos, formas erosivas y modificaciones antrópicas, teniendo en cuenta además las alturas relativas de las unidades con respecto a los canales y la situación de tramos de los cauces susceptibles de sufrir fenómenos de avulsión. A diferencia de la zonificación de la inundabilidad planteada en capítulos anteriores, en las categorías de peligrosidad de zonas torrenciales no se plantea la asignación de recurrencias concretas, sino una clasificación más cualitativa en función de la mayor o menor peligrosidad esperable.

La zonificación de peligrosidad deberá tener en cuenta los procesos geomorfológicos dominantes en las superficies de las zonas torrenciales. Así, las superficies de abanicos aluviales deberán ser zonificadas atendiendo a la ocurrencia de avenidas de tipo aluvial, dominadas por flujos de carácter tractivo. Por el contrario, los abanicos susceptibles a fenómenos de transporte en masa análogos a los flujos de derrubios deberán ser zonificados teniendo en cuenta las propiedades reológicas de estos mecanismos de transporte, caracterizados por una

[7] Pendiente sintética = $\frac{diferencia\ de\ cotas}{\sqrt{area}}$

Tabla 49. Síntesis de los principales estudios llevados a cabo en regiones montañosas húmedas y templadas sobre los factores morfométricos que controlan la dominancia de los mecanismos de transporte en sistemas torrenciales.

REFERENCIA	Jackson (1987) Jackson *et al.* (1987)	Marchi *et al.* (1993)	Marchi y Tecca (1995)	Marchi y Brochot (2000)	Parise y Calcaterra (2000)	De Scally *et al.* (2001)	De Scally y Owens (2004)	Crosta y Frattini (2004)	Wilford *et al.* (2004)	Robwotham *et al.* (2005)
ZONA GEOGRÁFICA	Montañas Rocosas (Canadá)	Alpes italianos	Alpes italianos	Alpes franceses	Calabria (Italia)	Cordillera Costera (Canadá)	Alpes del Sur (Nueva Zelanda)	Alpes italianos	Cordillera Costera (Canadá)	Cordillera Costera (Canadá)
ESCALA TOPOGRÁFICA	1:50.000	1:10.000 - 1:25.000	1:10.000 - 1:25.000	1:25.000 - 1:50.000	1:10.000 - 1:25.000	1:1.000 - 1:50.000	1:50.000	1:10.000	Desconocida	Desconocida
TAMAÑO DE PÍXEL MDT	-	-	-	-	-	-	-	20 m	25 m	25 m
DELIMITACIÓN DE CUENCAS	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	GIS	Automática	Manual
CÁLCULO DE VARIABLES	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	GIS	Manual - GIS	GIS
NÚMERO DE SISTEMAS TORRENCIALES ESTUDIADOS	103	52	62	46	10	173	59	¿?	65	94
TIPOS DE AVENIDAS TORRENCIALES CONSIDERADAS	Flujo de derrubios Fluvial	Flujo de derrubios Mixto Fluvial	Flujo de derrubios Mixto Fluvial	Flujo de derrubios Mixto Fluvial	Flujo de derrubios Mixto Fluvial	Flujo de derrubios Aludes Mixto flujo de derrubios/ aludes Fluvial	Flujo de derrubios Fluvial	Flujo de derrubios Fluvial	Flujo de derrubios *Debris flood* Fluvial	Flujo de derrubios Fluvial
VARIABLES SIGNIFICATIVAS	Pendiente sintética Pendiente de abanico	Pendiente sintética Pendiente de abanico	Pendiente sintética Pendiente de abanico	Pendiente sintética Pendiente de abanico	-	Cota mínima Pendiente de canal Área de cuenca Área de abanico Pendiente sintética	Área de cuenca Pendiente de abanico	Relieve Pendiente media Relieve de abanico Porcentaje de conglomerados Porcentaje de margas y pizarras con caliza Porcentaje de margas y pizarras	Pendiente sintética Longitud de cuenca	Desviación típica de pendiente de cuenca Desviación típica de O_b Pendiente sintética Área de cuenca Cota media
MÉTODO DE CLASIFICACIÓN	Gráfico	Gráfico	Gráfico	Gráfico	Gráfico	Análisis discriminante	Análisis discriminante	Análisis discriminante Regresión logística	Gráfico Regresión logística	Regresión logística Análisis discriminante
PORCENTAJE DE ÉXITO	-	-	-	-	-	73,6-94,7%	92-94%	87,5-92,1%	82-92%	93,6%

mayor viscosidad y capacidad de transporte de carga. Teniendo en cuenta esto, se proponen los siguientes tipos de peligrosidad:

a) **Peligrosidad torrencial alta.** Esta zona alberga los canales activos de los sistemas torrenciales considerados.

b) **Peligrosidad torrencial media.** Abarca aquellas áreas de actividad torrencial que cumplen al menos uno de estos supuestos:

- Existen evidencias históricas de que han sido afectadas por al menos una avenida torrencial.

Figura 193. Criterios empleados en la zonificación de la peligrosidad torrencial. Izquierda y centro, desencajamientos de cauces torrenciales agravados por drenajes soterrados con sección insuficiente. Derecha, morfología del depósito torrencial.

- Tienen una elevación insuficiente por encima del canal torrencial. Esta altura puede ser de hasta 1,5 metros, en función de las características del sistema torrencial, fundamentalmente del área de la cuenca de drenaje.
- Se encuentran aguas abajo de un punto de avulsión potencial. Se consideran como tales aquellos tramos de los canales torrenciales en los que tiene lugar una disminución brusca de la sección, asociada a un desencajamiento o a un relleno del canal. También se consideran puntos de posible avulsión puentes y entubaciones de poca sección que puedan ser obstruidos con facilidad por sedimento y material flotante, fundamentalmente vegetación.

c) **Peligrosidad torrencial baja.** Esta categoría se aplica a aquellas zonas torrenciales identificadas por fotointerpretación que no puedan ser incluidas dentro de las dos categorías anteriores. Se trata de zonas relativamente elevadas y alejadas de los canales torrenciales, en las que no existe información de inundaciones históricas ni evidencias claras de su afección por inundaciones torrenciales. Sin embargo, su ubicación dentro del depósito torrencial o en el área de afección obliga a incluirlas en la zonificación de peligrosidad.

Figura 194. Cartografía de peligrosidad torrencial en el abanico torrencial de Vejorís (Cantabria).

d) **Peligrosidad torrencial indiferenciada.** En esta categoría se incluyen el resto de sistemas torrenciales identificados que no han sido cartografiados en detalle.

En la Figura 194 se muestra un ejemplo de zonificación de peligrosidad torrencial en un abanico torrencial. La zona más expuesta a las avenidas torrenciales suele situarse en la zona apical de estos depósitos y a lo largo del primer tramo del cauce torrencial. ■

RECOMENDACIONES

Deberá tenerse en cuenta la actividad torrencial ligada a arroyos de montaña, ramblas y otros cauces con cuencas de drenaje pequeñas y de fuerte relieve susceptibles de ser afectados por avenidas súbitas de gran magnitud y elevada capacidad de transporte de carga sólida.

●

Los depósitos en forma de abanico ubicados al pie de cuencas torrenciales son las principales zonas expuestas a la acción de las avenidas torrenciales. Las avenidas torrenciales también pueden provocar daños en zonas de pérdida de confinamiento de los canales torrenciales y en fondos de valle recubiertos por depósitos de naturaleza torrencial. Todas estas zonas pueden ser identificadas y cartografiadas mediante la interpretación de la topografía y fotografías aéreas.

●

En las zonas de peligrosidad torrencial deberá investigarse la posible ocurrencia de fenómenos de transporte en masa teniendo en cuenta los datos históricos, las características geomorfológicas y sedimentológicas de los depósitos y las propiedades de las cuencas.

●

En las zonas torrenciales con un grado de vulnerabilidad significativo resulta conveniente realizar una zonificación de la peligrosidad torrencial teniendo en cuenta los datos históricos y las características geomorfológicas de la superficie.

CAPÍTULO 7

ESTUDIO HIDRÁULICO

7.1

Información de partida

La información de partida para el estudio hidráulico debe incluir:

a) Datos de caudales punta o hidrogramas que resulten del estudio hidrológico

b) Información básica de caracterización física del cauce

c) Información sobre elementos localizados aguas abajo de la zona de estudio que ayude a definir las condiciones de contorno en el modelo hidráulico, como, por ejemplo, el nivel del mar, embalses en los que se conozca el nivel, azudes, zonas en las que se produzca el calado crítico, etc.

7.2

Selección del modelo hidráulico

7.2.1. Ecuaciones de Saint-Venant

La modelización hidráulica tiene como finalidad obtener los valores de calados y velocidades en cualquier punto de la zona a estudiar, para las avenidas de interés. El flujo de un fluido isótropo viene gobernado por las ecuaciones de Navier-Stokes, que se obtienen a partir de la aplicación a dicho fluido de las ecuaciones de conservación de la masa y de conservación de la cantidad de movimiento. La integración vertical de las ecuaciones de Navier-Stokes para un fluido sometido a la presión atmosférica y bajo las hipótesis de distribución hidrostática de presiones y pendiente de fondo reducida da lugar a las ecuaciones de Saint-Venant o ecuaciones del flujo en lámina libre. Estas ecuaciones tienen carácter bidimensional y la forma más común de escribirlas es en su forma no conservativa, dando lugar al sistema de ecuaciones formado por la ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (hu)}{\partial x}+\frac{\partial (hv)}{\partial y}=0$$

y las ecuaciones de cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}+g\frac{\partial h}{\partial x}=$$

$$=-g\frac{\partial z}{\partial x}-\frac{\tau_{0x}+\tau_{sx}}{\rho h}+fv+\frac{1}{\rho h}\frac{\partial}{\partial x}(hT_{xy})+\frac{1}{\rho h}\frac{\partial}{\partial y}(hT_{xy})$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}+g\frac{\partial h}{\partial y}=$$

$$=-g\frac{\partial z}{\partial y}-\frac{\tau_{0y}+\tau_{sy}}{\rho h}+fu+\frac{1}{\rho h}\frac{\partial}{\partial x}(hT_{xy})+\frac{1}{\rho h}\frac{\partial}{\partial y}(hT_{xy})$$

Donde:

- h es el calado o altura alcanzada por la lámina de agua
- u y v son las componentes de la velocidad
- t es el tiempo
- x e y son las componentes espaciales en dos dimensiones
- g es la aceleración de la gravedad
- z es la cota del lecho
- τ_0 y τ_s son las tensiones tangenciales en el fondo y en la superficie
- ρ es la densidad del fluido
- f es la aceleración de Coriolis
- T es la turbulencia

En las ecuaciones de la cantidad de movimiento, el término de la variación de la velocidad (u,v) con el tiempo es la aceleración local, mientras que la variación del campo de velocidades en el espacio es la aceleración convectiva. Bajo la hipótesis de distribución hidrostática de presiones y pequeña pendiente del terreno, el término debido a las fuerzas gravitatorias es el correspondiente a

$$g\frac{\partial}{\partial x,y}(h+z)$$

y se puede descomponer en la suma del gradiente del calado y de la pendiente del lecho (S_0). El término de la tensión tangencial en el fondo viene dado por

$$\frac{\tau_0}{\rho h}=gS_f$$

siendo $S_f \sim uv$ la pendiente motriz, que se expresa según una ecuación de rugosidad. En general, y en ausencia de un modelo de turbulencia, lo habitual es que la pendiente motriz suela absorber

las tensiones del fondo y las debidas a las de la turbulencia. El término $\tau_s/\rho h$ se debe a las tensiones tangenciales en la superficie debidas al viento. El término $f\ (u,v)$ es la aceleración de Coriolis, dada por el coeficiente $f = 2 \cdot w \cdot sen(\lambda)$, donde w es la velocidad angular de la tierra, y λ la latitud.
Por último, los dos últimos sumandos de las ecuaciones de cantidad de movimiento se deben a la turbulencia, y suelen expresarse en función del coeficiente de viscosidad turbulenta (o de remolino) y de la aceleración convectiva. En general, la modelización de la turbulencia en un esquema bidimensional supone el ajuste de parámetros adicionales que requieren calibración, por lo que habitualmente suele incluirse este efecto en el debido a la rugosidad.
Si se consideran despreciables los términos de fricción en la superficie y de Coriolis, las ecuaciones de cantidad de movimiento se pueden escribir según las siguientes ecuaciones, que es la manera más sencilla de modelizar el flujo en lámina libre en dos dimensiones, y en la que se basan la mayoría de los esquemas de cálculo de los modelos bidimensionales. Sin embargo, algunos de estos modelos ofrecen las correspondientes opciones para incluir las ecuaciones completas.

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial y} + g\frac{\partial h}{\partial x} = g\,(S_{0x} - S_{fx})$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u\frac{\partial v}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial y} + g\frac{\partial h}{\partial y} = g\,(S_{0y} - S_{fy})$$

Donde:

- S_0 es la pendiente del lecho
- S_f es la pendiente motriz

7.2.2. Modelos unidimensionales y bidimensionales

Las ecuaciones de Saint-Venant en dos dimensiones resuelven los problemas de flujo bidimensional. La modelización del flujo bidimensional requiere un esfuerzo importante en términos de modelización del terreno, de calibración de parámetros, en particular de la rugosidad, y de tiempo de computación, aunque tiene las ventajas de dar resultados más exactos desde el punto de vista de la distribución de las velocidades en la zona de estudio. La utilización de modelos bidimensionales se hace indispensable en zonas en las que el campo de velocidades es tal que tanto la componente en el sentido del flujo como en sentido transversal tienen un peso importante, y se da en casos como grandes llanuras aluviales o zonas en las que se producen desbordamientos laterales de importancia.
Los modelos bidimensionales resuelven las ecuaciones de Saint-Venant en los nodos de una malla de cálculo generada a partir de la topografía, según el método de volúmenes finitos o el método de los elementos finitos, siguiendo distintos esquemas de cálculo. La sensibilidad de los resultados en función del esquema de cálculo empleado para resolver las ecuaciones ha sido objeto de multitud de investigaciones, quedando fuera del alcance de este documento.
La modelización detallada del flujo bidimensional se realiza con el sistema completo de ecuaciones (modelos de onda dinámica), y el modelo debe ser capaz de resolver las situaciones de cambio de régimen hidráulico y de tratar con condiciones de contorno internas en aquellas zonas en las que se requiera, en particular en zonas de desbordamientos laterales por terraplenes de vías de comunicación, puentes y azudes. Además, debe ser capaz de importar y exportar información SIG.
Existen algunos modelos que aplican las ecuaciones de Saint-Venant de forma simplificada, mediante la aproximación de onda difusiva, según las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = g\,(S_{0x} - S_{fx})$$

$$\frac{\partial h}{\partial y} = g\,(S_{0y} - S_{fy})$$

La ventaja de los modelos de onda difusiva es su mayor rapidez de cálculo, obteniéndose resultados prácticamente idénticos en problemas sencillos, y desviándose de la solución de onda dinámica en problemas más complejos, como muestra la Figura 195. En la literatura, las diferencias de resultados al realizar una modelización en una llanura de inundación con un modelo de onda difusiva y uno de onda dinámica, se atribuyen, en una gran parte, a la complejidad de la llanura y a la parametrización de la rugosidad.
En multitud de situaciones, la componente transversal de la velocidad es nula o despreciable, en cuyo caso se estará ante una situación de flujo unidimensional, dado por las ecuaciones de Saint-Venant en una dimensión. Los modelos unidimensionales presentan la ventaja, frente a los bidimensionales, de mayor rapidez de cálculo, con lo que se facilitan los procesos de calibración. Esta facilidad se compensa en la fase de construcción del modelo, ya que hay que realizar hipótesis previas sobre el comportamiento del flujo a lo largo del tramo de estudio.
Los modelos unidimensionales se basan en el cálculo de la cota del nivel de agua en las secciones de cálculo, resolviendo las ecuaciones de Saint-Venant en una dimensión. Las secciones de cálculo deben colocarse perpendiculares al flujo, para lo cual se requiere un análisis previo del flujo en la zona a modelizar y de la forma que adoptan las líneas de corriente. El modelo

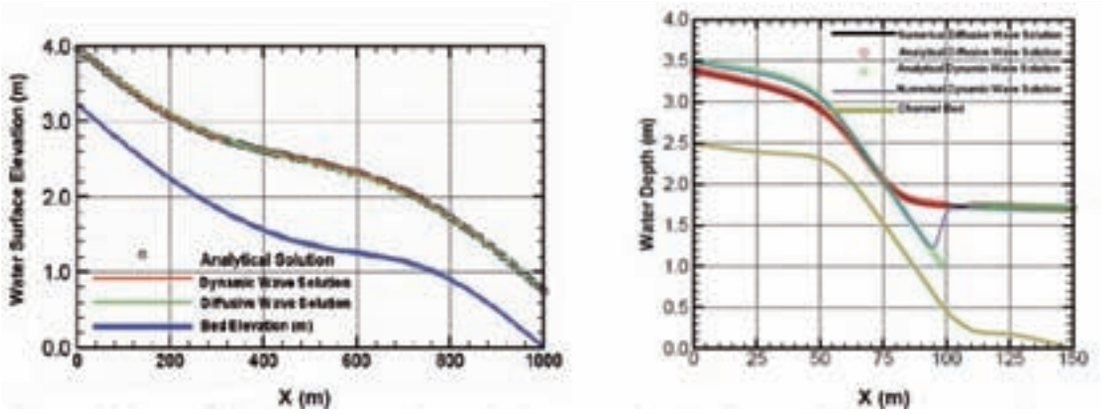


Figura 195. Diferencias entre las soluciones de onda difusiva y dinámica para un problema sencillo (izquierda) y uno complejo (derecha), a partir del modelo SRH-W (fuente: Bureau of Reclamation, 2006).

debe ser capaz de tratar con condiciones de contorno internas en aquellas zonas en las que sea necesario, en particular en zonas de desbordamientos laterales por terraplenes de vías de comunicación, en puentes y azudes. El modelo también debe ser capaz de poder importar y exportar información SIG.

La hipótesis de flujo unidimensional supone que la lámina de agua está a la misma cota (o elevación) a lo largo de toda la sección. Esto se cumple en canales prismáticos, de anchura pequeña o mediana, en los que no se producen situaciones de separación de caudales, o sólo se producen de forma puntual, lo que en la mayoría de las situaciones se resuelve mediante una condición interna de contorno. Algunas situaciones habituales que se pueden presentar en estos casos se muestran en la Figura 196.

Los problemas en la modelización unidimensional derivados de situaciones como las de la Figura 196 se pueden solventar mediante la imposición de una condición interna de contorno. En los ejemplos presentados, la introducción de la condición permitirá obtener una optimización del flujo por cada rama, en el caso (a), y un almacenamiento en la zona 2, en el caso (b).

Cuando las zonas en las que se producen flujos separados no tienen un carácter puntual, como sucede en los casos de la Figura 196, sino que se producen a lo largo de un tramo, entonces existe un intercambio de momento en el plano de las secciones (es decir, con componente transversal). En esta situación, no puede admitirse la hipótesis de flujo unidimensional, puesto que las componentes transversales de la velocidad tienen un valor importante. De esta forma, el nivel de agua no es constante en la sección, dando lugar a situaciones como las de la Figura 197, por lo que será necesaria una modelización bidimensional.

Un ejemplo típico de modelización bidimensional son las planas inundables con morfología de cauce colgado, como sucede en la plana del río Júcar (Figura 198 (a)). Otra situación es la partición del flujo debido a la presencia de una vía de comunicación sobre la que se

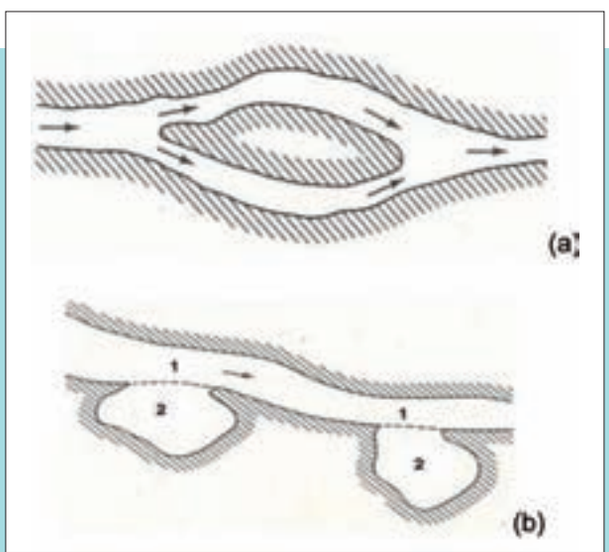


Figura 196. Separación del caudal por islas (a) y áreas de almacenamiento (b).

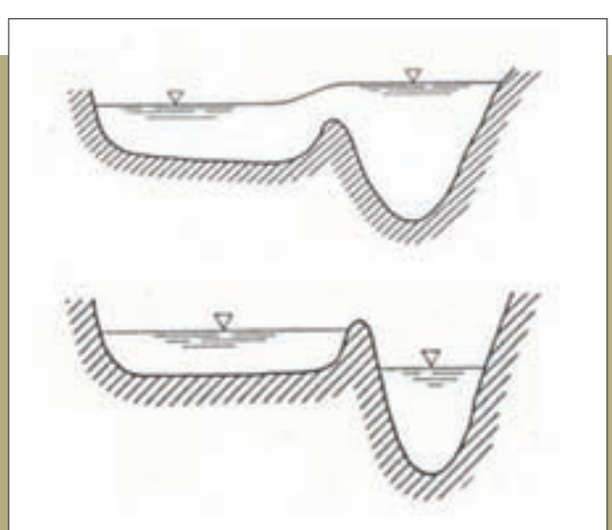


Figura 197. Flujo bidimensional en secciones transversales.

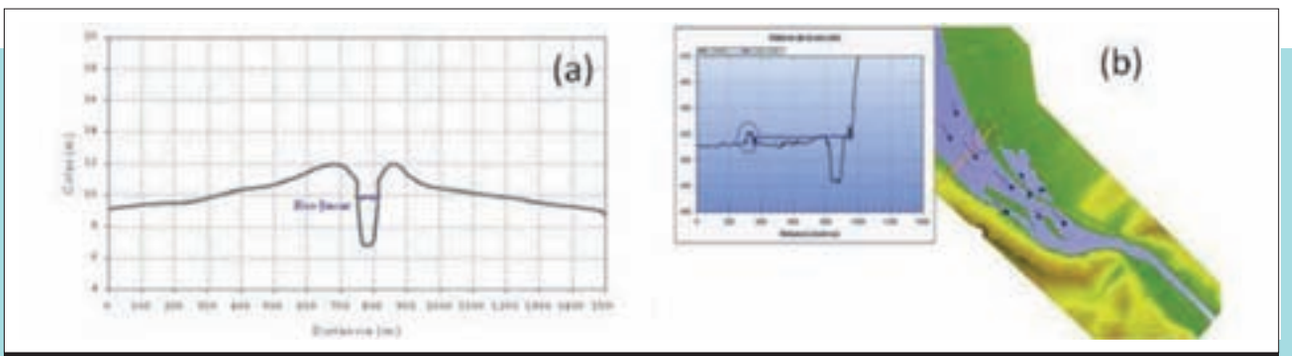


Figura 198. Situaciones generalizadas de flujo bidimensional.

producen desbordamientos. En el ejemplo de la Figura 198 (b), se tiene un flujo confinado por el terraplén de una carretera (marcado con un círculo) que comienza a desbordar en un punto y que puede generalizarse a lo largo de toda la mota.

En general, en aquellos casos en que los caudales discurren, además de por el cauce principal, por llanuras de inundación extensas en las que se producen vías de flujo independientes, o en casos de motas o diques longitudinales que se ven sobrepasados por el agua, no se debe admitir la simplificación de considerar el nivel del agua horizontal en la sección, siendo adecuado recurrir al uso de un modelo bidimensional.

Por ejemplo, en el caso de la Figura 199, si el caudal se mantiene dentro del cauce se podría utilizar un modelo unidimensional. Sin embargo, si el agua desborda el cauce inundando la plana de inundación ya no sería de aplicación un modelo unidimensional ya que, como se puede observar en la Figura 203, el nivel presenta variaciones importantes a lo largo de una sección transversal y aparecen vías de flujo independientes de la del cauce principal.

Hay situaciones en las que solamente un área determinada del tramo de estudio requiere una modelización bidimensional, siendo el resto del flujo de carácter unidimensional. Cuando esto sucede, la zona de

Figura 199. Casos de aplicación de modelos uni y bidimensionales. Contraste de sus campos de velocidades.

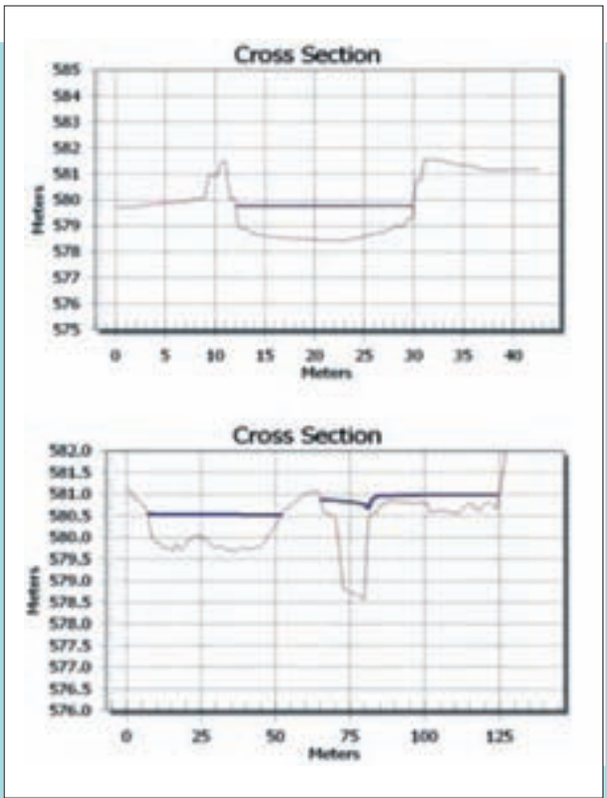


Figura 200. Representación del nivel del agua en las secciones transversales del ejemplo anterior (arriba, caso unidimensional; abajo, caso bidimensional).

estudio bidimensional se debe analizar separadamente de la zona unidimensional, para lo cual se deben utilizar dos modelos distintos o bien un único modelo que permita realizar una conexión unidimensional-bidimensional. En ambos casos, se requerirá ser cuidadoso con las condiciones de contorno impuestas a las zonas de conexión, bien de manera externa, en el primer caso, o como condición interna, en el segundo. La Figura 201 muestra un esquema de la identificación de zonas unidimensionales y bidimensionales en el área de estudio, en el que las flechas indican los bordes en los que se deben imponer las correspondientes condiciones de contorno (internas o externas) de conexión.

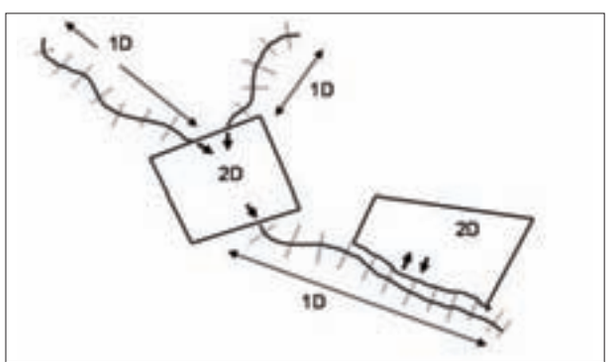


Figura 201. Identificación y conexión de zonas de flujo unidimensional y bidimensional (fuente: Bladé i Castellet, 2005).

RECOMENDACIONES

La modelización hidráulica tiene como finalidad obtener los valores de calados y velocidades en cualquier punto de la zona a estudiar, para las avenidas de interés.

•

El uso de modelos bidimensionales se hace indispensable en zonas en las que ambas componentes de la velocidad, en el sentido de flujo y en el sentido transversal, tienen un peso importante. Estas circunstancias suelen darse en grandes llanuras aluviales o zonas en las que se producen desbordamientos laterales de importancia.

•

Los modelos hidráulicos bidimensionales deben ser capaces de resolver situaciones de cambio de régimen hidráulico, deben permitir la definición de condiciones de contorno internas en aquellas zonas en las que sean necesarias, como, por ejemplo, en zonas de desbordamientos laterales por terraplenes de vías de comunicación, puentes y azudes, así como la importación y exportación de datos a un formato compatible con los sistemas de información geográfica (SIG).

•

Los modelos hidráulicos unidimensionales serán de aplicación en las situaciones en las que la componente transversal de la velocidad sea nula o despreciable.

•

Los modelos hidráulicos unidimensionales presentan la ventaja, con respecto a los modelos hidráulicos bidimensionales, de una mayor rapidez de computación. Esto facilita enormemente el procedimiento de calibración de los parámetros del modelo.

7.2.3. Modelos en régimen variable o permanente

Si las características geomorfológicas e hidrológicas de la zona de estudio permiten realizar la modelización hidráulica en régimen permanente, el proceso de cálculo se simplifica mucho. Si el modelo es capaz de realizar simulaciones en régimen permanente, se evitan los problemas asociados a la estabilidad numérica, que pueden traducirse bien en una inestabilidad numérica en la simulación, con lo que ésta no resultaría válida, bien en un aumento considerable del tiempo de simulación, al ser necesario disminuir el intervalo de cálculo.

La decisión de emplear un modelo en régimen permanente o variable se tomará en función de la laminación que se espera que sufra el hidrograma de la avenida durante su propagación por la llanura de inundación (ver apartado 3.5).

En los modelos bidimensionales, la capacidad de cálculo en régimen permanente no suele estar desarrollada, teniéndose que imponer las condiciones de contorno constantes en el tiempo y realizar la simulación hasta que se consigue una estabilización de las variables. Con carácter general, los modelos de volúmenes finitos con un esquema numérico explícito en el tiempo son los más habituales. Para evitar inestabilidades en el tiempo, estos modelos ajustan internamente el paso de tiempo según el número de Courant. El número de Courant relaciona el dominio de dependencia de un punto en el esquema explícito con el dominio de dependencia de la ecuación diferencial, que en un esquema unidimensional se traduce en la siguiente expresión:

$$C = \frac{|u \pm c|\,\Delta t}{l} \leq 1$$

Siendo: l, la distancia entre dos puntos y c, la celeridad de la onda ($c = \sqrt{gh}$).

En el caso bidimensional, el número de Courant se define como:

$$C \leq \max_{i,j}\left(\frac{\left|\sqrt{u^2+v^2}+c\right|\Delta t}{l_{i,j}}\right) \leq \frac{1}{\sqrt{2}}$$

Con lo cual, el intervalo temporal debe quedar limitado de la siguiente manera:

$$\Delta t \leq \min_{i,j}\left(\frac{l_{i,j}/\sqrt{2}}{\left|\sqrt{u^2+v^2}+c\right|}\right)$$

Donde $l_{i,j}$ es la longitud del lado i del elemento j y el término del denominador representa la velocidad de transmisión de la información. Como se observa, el paso de tiempo de cálculo es proporcional a la resolución espacial. Por tanto, a mayor resolución espacial, menor intervalo de tiempo requerido y, por tanto, mayor será el tiempo de la simulación.

Este hecho debe tenerse muy en cuenta a la hora de elegir la resolución espacial en la modelización, especialmente en el caso bidimensional, por lo que debe buscarse un óptimo entre la malla de cálculo y el MDT, especialmente si procede del LIDAR, de manera que la malla reproduzca todos los aspectos fundamentales del terreno de la manera más precisa posible y con la menor resolución posible. Estos aspectos se desarrollan con mayor detalle en el apartado dedicado a la construcción de los modelos bidimensionales.

Los modelos unidimensionales calculan la velocidad y el nivel de la lámina de agua según un esquema de diferencias finitas o de volúmenes finitos, en el espacio y en el tiempo, explícito o implícito. En el caso del modelo HEC-RAS, el esquema numérico utilizado es implícito de "cuatro puntos", de acuerdo con la Figura 202. Para que este esquema resulte estable, tanto las derivadas en el espacio como los valores de las funciones deben calcularse en un punto del interior a $(n+\theta)dt$ respecto del instante anterior, y el que se impone como condición de estabilidad que el llamado "factor de peso implícito" se encuentre en el rango $0{,}5 < \theta \leq 1{,}0$. Normalmente los valores recomendados para el factor θ oscilan desde 1,0 (por defecto) a 0,6.

La inestabilidad, en este caso, también resulta proporcional a la resolución espacial, por lo que en situaciones con una separación pequeña de secciones y variaciones de caudal grandes en el tiempo se pueden producir inestabilidades.

Lo habitual es que los modelos unidimensionales realicen el cálculo en régimen permanente a partir de la ecuación de la energía, que aplicada

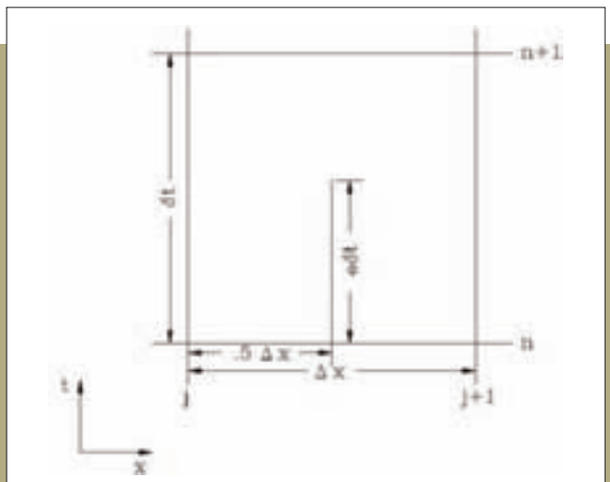


Figura 202. Esquema numérico empleado en el modelo hidráulico unidimensional HEC-RAS (fuente: USACE, 2008).

entre dos secciones consecutivas de cálculo, de mayor (sección 1) a menor (sección 2) energía, queda de la siguiente manera:

$$h_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = h_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + \Delta H$$

Donde:

- h_i es el calado en las secciones i = 1 y 2
- V_i es la velocidad en las secciones i = 1 y 2
- Z_i es la cota mínima del terreno en las secciones i = 1 y 2
- g es la aceleración de la gravedad
- α_i es el coeficiente de velocidad en las secciones i = 1 y 2
- ΔH es la pérdida de energía entre las secciones 1 y 2

La pérdida de energía se expresa como suma de la pérdida por rozamiento y las pérdidas localizadas que puedan surgir entre las secciones, por una variación brusca de la geometría, y que dará lugar a una variación brusca y localizada de las líneas de flujo, siendo las más habituales las debidas a contracciones y expansiones del flujo, bien por la geometría del terreno, bien por la existencia de un puente o un azud.

RECOMENDACIONES

La decisión de emplear un modelo en régimen permanente o variable se tomará en función de la laminación que se espera que sufra el hidrograma de avenida durante su propagación por la llanura de inundación (ver apartado 3.5).

Si la morfología de la zona de estudio permite llevar a cabo una modelización hidráulica en régimen permanente, ésta será preferible ya que el tiempo de computación será menor y se evitarán los problemas asociados a la estabilidad numérica.

En la modelización hidráulica unidimensional, una separación pequeña entre secciones transversales de cálculo y variaciones de caudal grandes en el tiempo pueden dar lugar a inestabilidades. Lo habitual es que los modelos unidimensionales permitan también realizar el cálculo en régimen permanente a partir de la ecuación de la energía.

En los modelos hidráulicos bidimensionales, la capacidad de cálculo en régimen permanente no suele estar desarrollada, por lo que será necesario imponer condiciones de contorno constantes en el tiempo y proceder a la simulación hasta que las variables se estabilicen.

7.2.4. Análisis preliminar de la zona inundable

La selección del modelo hidráulico viene dada fundamentalmente por la configuración geomorfológica del tramo de estudio y, muy en particular, de la zona inundable, puesto que de esta configuración depende el desarrollo del flujo en avenidas. Como información básica para abordar el análisis del flujo en avenidas, se debe partir de las consideraciones realizadas en el estudio geomorfológico en cuanto a la delimitación de las unidades inundables, así como de la información disponible respecto de las líneas del flujo. Desde el punto de vista hidráulico, son las líneas de corriente las que marcan la forma del flujo en una zona dada para distintos instantes de tiempo. Las líneas de corriente se obtienen como las envolventes del campo de velocidades en un instante, por lo que su definición pasa por tener un campo de velocidades, en planta, para los caudales de interés. Si el campo de velocidades es tal que las líneas de corriente se disponen de una forma más o menos paralela, se puede asumir que el flujo es unidimensional, mientras que si el campo de velocidades presenta zonas de curvatura marcada en una zona amplia, entonces habrá

que evaluar hasta qué punto es asumible la hipótesis de flujo unidimensional o si se trata de un flujo de carácter bidimensional. Lo habitual es no disponer de un campo de velocidades previo, por lo que la observación de la morfología de la zona inundable sobre la topografía disponible es de gran importancia. Por otra parte, la delimitación de las zonas inundables procedente del análisis histórico y geomorfológico puede ser muy útil a la hora de analizar dichos flujos.
El análisis preliminar de la zona inundable para la elección del modelo se puede abordar en las siguientes fases:

1. **Observación de la extensión de las inundaciones en el pasado y de estudios existentes.** Esta información ayuda a delimitar la o las zonas inundables del tramo de estudio y permite analizar el dominio espacial de la modelización hidráulica. La coordinación con el análisis histórico y geomorfológico es de gran importancia en esta fase. También puede ser de gran utilidad la realización de modelos simplificados. Es importante ser generoso a la hora de encargar un vuelo para generar la información cartográfica de base, ya que, comparativamente a otras actividades, el coste económico es reducido y la posibilidad de no disponer de cobertura suficiente en plena ejecución de los trabajos alargaría plazos e incrementaría el coste.

2. **Observación de la geomorfología en planta (sobre ortofoto PNOA y a partir de MDTs).** Dicha observación permite distinguir las zonas inundables de las de cauce y definir unas líneas preliminares de flujo en cauce y avenidas. En el ejemplo de la Figura 203 aparecen dibujadas las líneas que seguirá el flujo, tanto en el canal, como en la zona inundable, quedando confinado por la margen izquierda por una mota y desbordando hacia una zona lateral de almacenamiento por la margen derecha.
En esta fase se deben considerar los elementos que alteran la llanura de inundación y ver la influencia de los mismos sobre el flujo. Puede suceder, como en el ejemplo de la Figura 203, que la zona inundable esté alterada por un dique o por una vía de comunicación, con lo que el flujo tendrá carácter unidimensional mientras permanezca confinado dentro del dique. Sin embargo, a partir de un determinado caudal, se podría producir un desbordamiento más o menos generalizado, dando lugar a un flujo bidimensional, por lo que, en este caso, podría ser necesaria la modelización bidimensional en régimen alterado y unidimensional en natural. También podría suceder el efecto contrario, en que el relleno tuviera un efecto canalizador del flujo sobre parte de una llanura en la que se desarrollara un régimen bidimensional de manera natural, resultando de carácter unidimensional en el alterado.

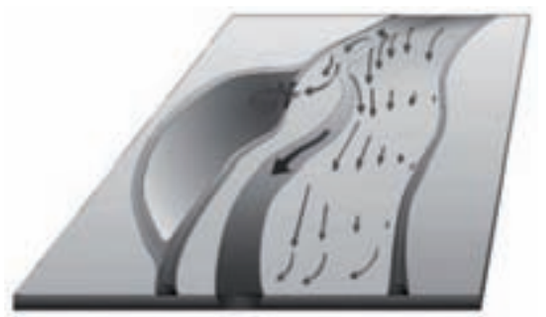


Figura 203. Identificación de las líneas de flujo sobre la zona de estudio.

Figura 204. Esquema de líneas de corte en la llanura de inundación.

3. **Análisis de las secciones transversales.** Una vez realizado un primer análisis del flujo en planta, se realizarían cortes del terreno perpendicularmente a las líneas de flujo, trazadas en distintas zonas representativas del área de estudio, con el fin de analizar la forma del cauce y de la llanura de inundación. Los cortes se realizan de una manera inmediata con un SIG sobre el MDT y las líneas de corte pueden ser quebradas para representar correctamente todos los aspectos de la zona inundable, como muestra la Figura 204.
En el análisis de las secciones conviene hacer una primera aproximación de la cota que alcanza el agua en las avenidas, a partir de la información disponible, y observar si con esta situación existen componentes transversales de la velocidad (esto es, en el plano de la sección) en una longitud importante, en cuyo caso se estará en una situación de flujo bidimensional.

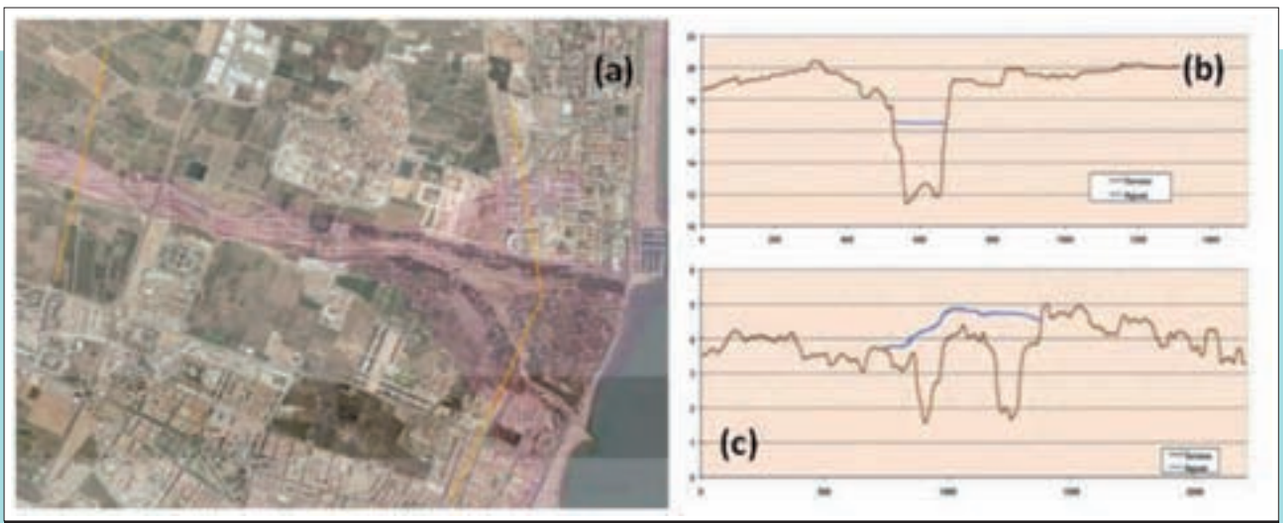


Figura 205. Configuración de dos secciones representativas en el Palancia: en el tramo aguas arriba (b) y en el tramo aguas abajo (c).

La Figura 205 muestra dos secciones representativas del tramo de estudio de la desembocadura del Palancia. En la figura (b) se muestra una sección del tramo de aguas arriba, con una configuración en la que el flujo es unidimensional. En la figura (c) se muestra una sección en la desembocadura, en la que se observa la morfología de cauce colgado del río. En la figura (a) se muestra la ortofoto de la desembocadura, en la que se observa cómo el río se abre en planta. Al realizar una modelización bidimensional en la zona, se obtiene el campo de velocidades de la figura (a), y las láminas de agua sobre las secciones, en las que se aprecia el carácter unidimensional del flujo en (b) y bidimensional en (c).

En la Figura 206 se muestran dos secciones representativas del tramo de estudio del bajo Nalón. En ellas, la configuración indica que el flujo será de carácter unidimensional. El ejemplo muestra que, una vez realizada la modelización, el nivel se mantiene constante en una sección transversal de la llanura de inundación, de unos 300 a 400 m de ancho, en la zona de aguas abajo de la confluencia del Narcea con el Nalón.

4. **Decisión del modelo a utilizar.** Una vez realizado el análisis del flujo en planta y alzado, se debe tomar la decisión del modelo o modelos a utilizar. En este último caso, se podrá elegir entre la utilización de modelos separados o un único modelo con conexión unidimensional-bidimensional. Puede surgir la duda sobre el tipo de modelo más adecuado en algunas zonas particulares de estudio. En estos casos, se debe analizar la posibilidad de resolverlas con un modelo unidimensional mediante sus opciones de condiciones internas para zonas de almacenamiento o vertidos laterales localizados, puesto que esto supone un ahorro importante en tiempo de simulación.

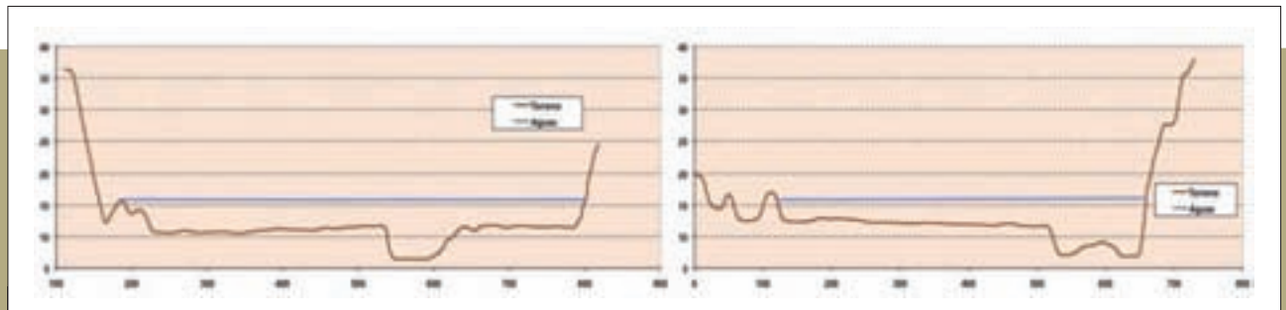


Figura 206. Secciones representativas del tramo de estudio del bajo Nalón, aguas abajo de la confluencia del Narcea con el Nalón.

RECOMENDACIONES

Se debe partir de las consideraciones realizadas en el estudio geomorfológico en cuanto a la delimitación de las distintas unidades inundables, así como de estudios previos o modelos simplificados.

El análisis preliminar de la zona inundable se puede abordar en las siguientes fases:

1. Observación de la extensión de las inundaciones en el pasado, de estudios existentes y uso de modelos simplificados: ayuda a delimitar la zona inundable en el tramo de estudio.
2. Observación de la morfología en planta: permite distinguir las zonas inundables y el cauce, y definir unas líneas preliminares de flujo. Se deben considerar los elementos que alteran la llanura de inundación y ver la influencia de los mismos sobre el flujo.
3. Análisis de las secciones transversales: cortes del terreno perpendicularmente a las líneas de flujo con el fin de analizar la forma del cauce y de la llanura de inundación, para lo que se pueden utilizar las herramientas de análisis en 3D de los SIG sobre el MDT. Las líneas de corte pueden ser quebradas para representar correctamente todos los aspectos de la zona inundable. Se debe realizar una primera aproximación de la cota que alcanza el agua en avenidas.
4. Decisión del modelo a utilizar.

7.3

Modelos unidimensionales

7.3.1. Introducción a los modelos unidimensionales

La elección de un modelo unidimensional supone, como se ya se ha expresado en la fase de selección del modelo, un ahorro de tiempo en términos de simulación. Sin embargo, como la modelización se realiza a partir de un conjunto de secciones de cálculo, se requiere una especial atención a la identificación de ciertos elementos que no se deben obviar en la modelización.
La elección del modelo unidimensional debe cumplir los siguientes requisitos:

a) El modelo debe tener herramientas de preproceso y postproceso compatibles con sistemas de información geográfica (SIG), con la finalidad de poder aprovechar al máximo las capacidades del MDT y, en particular, del LIDAR.

b) El modelo debe ser capaz de calcular en régimen variable y en permanente, puesto que esta última situación se dará en multitud de casos y supone un ahorro en tiempo de simulación, en particular cuando pueden surgir problemas de estabilidad numérica.

c) El modelo debe ser capaz de reproducir con fiabilidad un amplio abanico de situaciones que requieran condiciones de contorno internas, destacándose entre ellas vertidos laterales, zonas de almacenamiento, puentes, azudes y presas.

Para realizar la modelización puede utilizarse cualquiera de los modelos unidimensionales disponibles en el mercado siempre que cumpla con los requerimientos especificados en este apartado. Para la elaboración de los ejemplos de esta guía se ha usado el modelo HEC-RAS (USACE), por ser uno de los modelos más utilizados y ser de libre distribución, así como la herramienta de preproceso y postproceso HEC-GeoRAS (USACE) para ArcGIS, por lo que, en adelante y en lo que se refiere a la modelización unidimensional, la guía se redacta según las capacidades de estas herramientas, siempre considerando que son de las que debe disponer, como mínimo, cualquier otro modelo acoplado con un SIG.

7.3.2. Análisis de la zona de estudio

Para el análisis de la zona de estudio es de aplicación lo expuesto en las fases 1, 2 y 3 del análisis preliminar de la zona inundable, a lo que se añadirán ciertos elementos imprescindibles en la modelización, de carácter puntual, y que habrá que identificar debidamente. Estos elementos pueden ser, atendiendo a la naturaleza del río:

- Zonas de ensanchamientos y estrechamientos bruscos del río
- Zonas de cambios bruscos de pendiente
- Zonas en las que el flujo no tiene capacidad de transporte en sentido longitudinal (flujo no efectivo) (*)

o bien, atendiendo a las alteraciones que pueden darse en la llanura, como son:

- Zonas de almacenamiento (*)
- Zonas encauzadas
- Puentes y azudes
- Diques longitudinales

En este último caso, se deberá disponer de toda la información relativa a la geometría de cada elemento, que no pueda deducirse del MDT, con el fin de poder introducir adecuadamente todos los parámetros en el modelo. En cualquier caso, todos los elementos mencionados producen unas pérdidas de momento (que en el régimen permanente se traducen a pérdidas de carga) que dan lugar, en general, a sobreelevaciones de la lámina de agua aguas arriba, con el correspondiente aumento de la extensión de la avenida, o a aumentos de la velocidad aguas abajo. Por tanto conviene modelizarlos adecuadamente con el fin de minimizar errores en la delimitación de los límites de la avenida y de la zona de flujo preferente (ZFP).
Por otra parte, en toda la zona de estudio se deberán identificar, con carácter general:

- El eje y las márgenes del río (*)
- Las líneas de flujo que van a definir la distancia a la que se encuentran las secciones en cada una de las márgenes inundables (*)
- Los polígonos de usos del suelo y, en su caso, de vegetación, para la definición de la rugosidad en la zona inundable y en el cauce (*)

Los elementos marcados con (*) son elementos físicos bien representados en el MDT, por lo que pueden manejarse con la interfaz de GIS; conviene que los demás elementos se introduzcan en los modelos de forma manual, puesto que el MDT no suele dar información detallada sobre los mismos y se requieren datos adicionales.

RECOMENDACIONES

Identificar elementos imprescindibles en la modelización:

- **Zonas de ensanchamientos y estrechamientos bruscos del río, zonas de cambios bruscos de pendiente y zonas en las que el flujo no tiene capacidad de transporte en sentido longitudinal (flujo no efectivo).**
- **Zonas de almacenamiento, zonas encauzadas, puentes, azudes y diques longitudinales. Será necesario disponer de toda la información relativa a la geometría de cada elemento, que no pueda deducirse del MDT, con el fin de poder introducir adecuadamente todos los parámetros en el modelo.**
- **Eje y márgenes del río.**
- **Líneas de flujo, que van a definir la distancia a la que se encuentran las secciones en cada una de las márgenes inundables.**
- **Polígonos de usos del suelo, y, en su caso, de vegetación, para la definición de la rugosidad en la zona inundable y en el cauce.**

7.3.3. Construcción de la geometría del modelo

La construcción del modelo se aborda en tres grandes fases, cada una de las cuales se va a desarrollar en esta sección:

- Preparación de la geometría básica a partir de capas de información requeridas por HEC-GeoRAS
- Importación de la geometría básica a HEC-RAS y adición de los elementos estructurales adicionales en el caso del estudio en situación alterada
- Creación de las geometrías necesarias para la modelización detallada de calados y velocidades

7.3.3.1. Preparación de la geometría básica a partir de capas de información requeridas por HEC-GeoRAS

La herramienta de preproceso de GIS permite la introducción de la información geométrica del cauce a estudiar. A efectos de esta guía, se recomienda introducir mediante esta herramienta sólo los elementos que en el apartado anterior se señalaron con (*).

Identificación del eje y de las márgenes del río

Con esta información se define el cauce, por lo que se recomienda obtenerlo a partir de la delimitación definida en el análisis histórico y geomorfológico, introduciendo el eje según el *thalweg* del río (ver Figura 207).

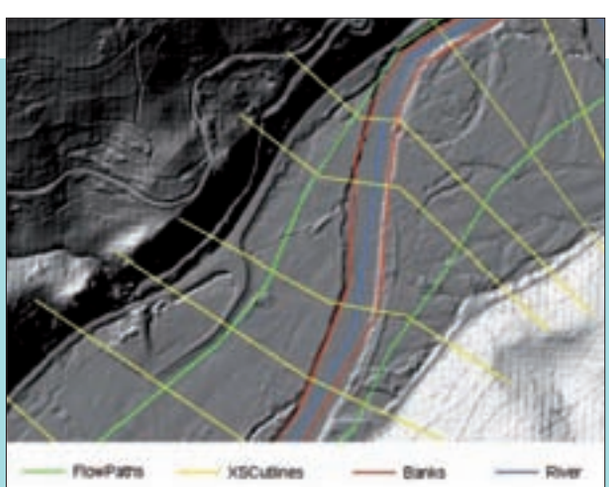


Figura 207. Definición del eje del cauce (*river*), las márgenes (*banks*), las líneas de flujo (*flowpaths*) y secciones (*XSCutlines*) con la herramienta HEC-GeoRAS en el estudio piloto del tramo bajo del río Nalón.

Identificación de las líneas de flujo que van a definir la distancia a la que se encuentran las secciones en las márgenes inundables (*flowpaths*)

Esta información se obtiene a partir de las líneas de flujo trazadas en el análisis preliminar de la zona inundable, de las que se escoge una línea media que proporciona la distancia entre la zona inundable de una sección y la de la siguiente aguas abajo, para ambas márgenes.

Distancia y posición entre secciones

La distancia a la que se introducen las secciones debe ser tal que se reproduzca el flujo unidimensional en el río. A continuación, se muestran algunas reglas generales según Samuels (Samuels, 1990) para la elección de una resolución espacial máxima:

$$\Delta x < 20B \qquad \Delta x < \frac{1}{2S_0} \qquad \Delta x < 0,2\frac{h}{S_0}$$

Donde:

- Δx es la distancia entre secciones (m)
- B es el ancho mojado de la sección (m)
- S_0 es la pendiente del tramo (m/m)
- h es el calado (m)

Como base de partida para fijar secciones a una distancia determinada, se puede utilizar la herramienta de trazado automático de secciones de HEC-GeoRAS. Esta herramienta permite trazar secciones perpendicularmente al eje del río a la distancia indicada. Las secciones así trazadas se pueden borrar o modificar para adecuarse a las características físicas de la llanura de inundación, generando una capa definitiva de secciones, como se muestra en la Figura 208, en la que se ha generado una capa de secciones de 500 m de ancho cada 100 m (a) y posteriormente se han adecuado a la llanura de inundación de Beifar (b).

La posición de las secciones debe ser tal que se verifique la hipótesis de flujo unidimensional y, por tanto, deben ser perpendiculares a las líneas de flujo, tanto en el cauce como en la zona de avenidas, para lo cual pueden trazarse secciones quebradas como las indicadas en la Figura 208. Además, deben colocarse secciones en zonas de cambios de geometría en planta (particularmente en estrechamientos y ensanchamientos) y en alzado (zonas de cambio brusco de pendiente). En las curvas de los ríos y teniendo en cuenta la curvatura que el flujo puede adquirir, las secciones deben quebrarse de modo que pivoten en torno al centro de curvatura. En la Figura 209 se muestra un ejemplo de la

colocación de secciones en el meandro de Beifar, en la que se han señalado las zonas de estrechamientos y ensanchamientos, y el centro de curvatura a partir del cual se trazan las secciones.
El modelo unidimensional calcula los valores de la velocidad y de la cota de la lámina de agua en la secciones de cálculo, obteniéndose valores del coeficiente α entre 1,0 - 1,5. Hay zonas en las que pueden surgir dudas acerca de la hipótesis de flujo unidimensional y de la colocación de las secciones. Un ejemplo es el meandro de Pravia en el bajo Nalón. En la Figura 210 se muestra la disposición de las secciones transversales en el régimen natural (a), alrededor del centro de curvatura en la parte interior del meandro, mientras que (b) muestra la disposición de las secciones en el régimen alterado, en la que el centro de curvatura ha cambiado al extremo de la mota. En el régimen alterado, se podría dudar acerca de la distribución de velocidades para la hipótesis de flujo unidimensional. Como ejemplo de validez de estas hipótesis, en ambas figuras se muestra el campo de velocidades y las isolíneas de nivel del agua obtenidos a partir de una modelización bidimensional, en las que se puede comprobar que las secciones siguen, en general, las orientaciones de las isolíneas y resultan perpendiculares al campo de velocidades.
En los tramos encauzados, habrá que colocar una sección al comienzo y otra al final del tramo, puesto que en ese tramo variará, en general, la geometría y la rugosidad. Asimismo, se identificarán las secciones necesarias aguas arriba y aguas abajo de los puentes, azudes y vertidos laterales para poder introducir estas estructuras correctamente en el modelo.

Identificación de zonas de flujo no efectivo

Estas zonas se caracterizan por no contribuir al transporte del agua. Son zonas de estancamiento producidas en dos situaciones:

a) Aguas arriba de un estrechamiento, con lo que se reduce la capacidad de transporte de las secciones próximas al área afectada por el elemento que origina la contracción. El ejemplo más claro sucede en los estribos de los puentes y en los azudes. Sin embargo, en zonas naturales también puede ocurrir, por ejemplo, en un embalsamiento lateral de agua en una zona más ancha del valle, que se contrae aguas abajo.

b) En una expansión brusca, en que el flujo deja de funcionar de manera unidimensional. En este caso el elemento que produce la contracción genera un efecto de sombra aguas abajo, que se traduce en una reducción de la capacidad de transporte al expandirse el flujo unidimensional.

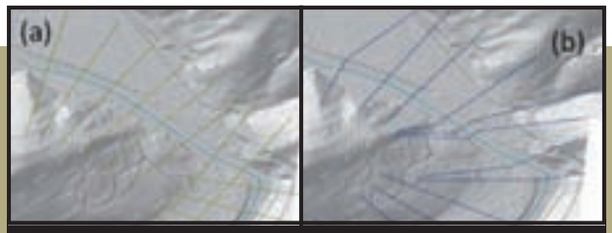


Figura 208. Secciones generadas automáticamente (a) y secciones definitivas (b).

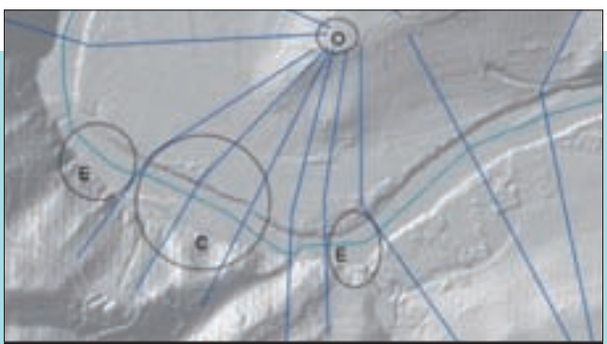


Figura 209. Identificación de elementos en planta (C=estrechamientos del flujo, E=expansiones de flujo, O=centro de curvatura del flujo).

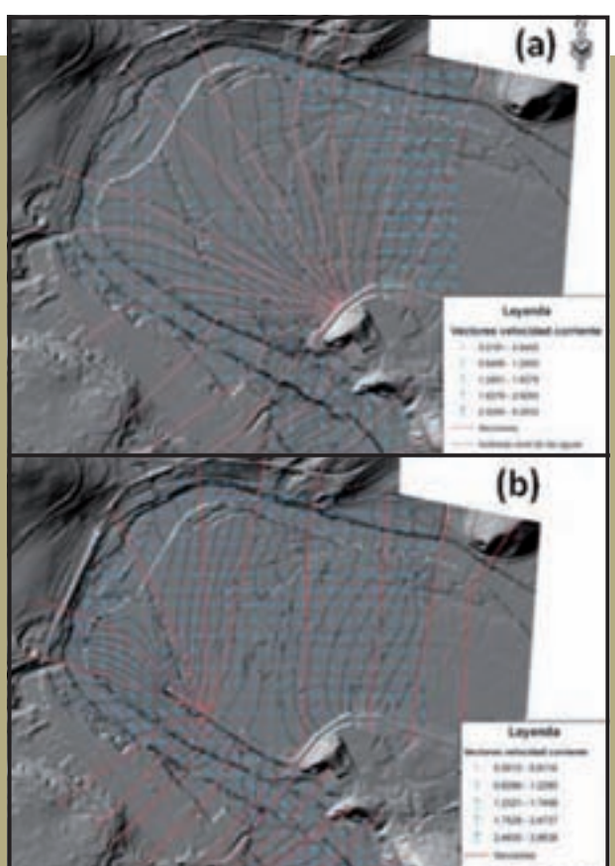


Figura 210. Posición de las secciones en la zona del meandro de Pravia en el tramo bajo del río Nalón, en régimen natural (a) y en régimen alterado (b).

A estas zonas sin capacidad de transporte se les denomina inefectivas, y contribuyen al cálculo de la elevación de la lámina de agua pero no a la velocidad. La delimitación de las zonas inefectivas se puede realizar mediante polígonos en la correspondiente capa de información de HEC-GeoRAS. En la Figura 211 se muestra un ejemplo de identificación de flujo no efectivo mediante polígonos (en verde en la figura), superpuestos sobre el campo de velocidades obtenido de un cálculo bidimensional. En las zonas de flujo no efectivo se produce un remanso del flujo, identificado por la inversión de los vectores velocidad.

El efecto que tiene sobre la lámina de agua la introducción de zonas de flujo no efectivo es la de un aumento de la elevación de la lámina de agua en la sección con respecto a una sección sin flujo no efectivo, por lo que, a veces, los límites de los polígonos asignados a estas zonas pueden utilizarse como elementos de calibración en algunas zonas puntuales. El ejemplo de la Figura 212 muestra la comparación de las láminas de agua obtenidas mediante un modelo bidimensional (WS Elev2D) y un modelo unidimensional, para un tramo en el que se produce una fuerte contracción del flujo (marcada con un círculo), para dos hipótesis de cálculo: Ineff 1, en la que se han colocado zonas de flujo no efectivo que constriñen gran parte de la sección aguas arriba del estrechamiento, e Ineff 3, en la que la zona de transporte no efectivo es menor. Tomando como base el resultado obtenido mediante el modelo bidimensional, se aprecia el efecto del remanso que genera la hipótesis Ineff 1, que produce unos calados excesivos frente a los calados obtenidos en una hipótesis más real, como es Ineff 3.

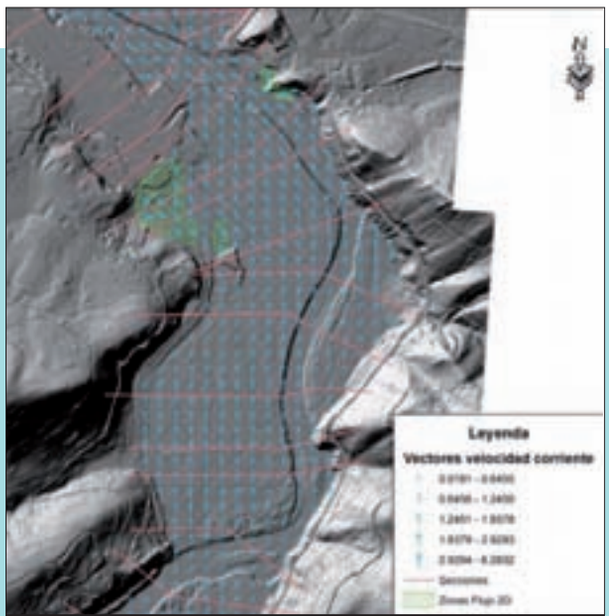


Figura 211. Disposición de secciones e identificación de zonas de flujo inefectivo.

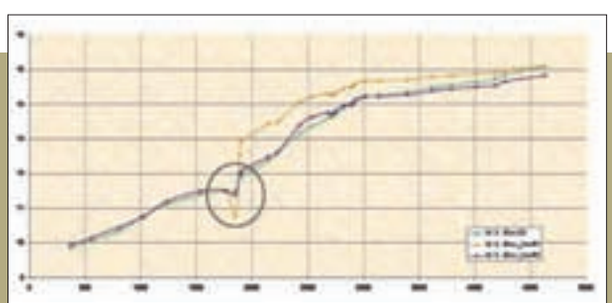


Figura 212. Sensibilidad de la lámina de agua a la colocación de zonas de transporte no efectivo aguas arriba de un estrechamiento (marcado con un círculo).

RECOMENDACIONES

Para preparar la geometría básica para la modelización hidráulica será necesario:

- **Identificar el eje del río, según el *thalweg*, y sus márgenes, a partir de la información obtenida en el análisis histórico y geomorfológico.**
- **Identificar las líneas de flujo o *flowpaths*, según las líneas de flujo del análisis preliminar de la zona inundable.**
- **Definir la distancia entre las secciones transversales de cálculo según el ancho mojado de la sección, el calado y la pendiente del tramo (Samuels, 1990).**
- **Situar las secciones transversales de cálculo de forma que éstas se dispongan perpendicularmente al flujo, pudiendo tener quiebros en caso de ser necesario.**
- **Identificar las zonas de flujo no efectivo en torno a puentes, azudes y estrechamientos o ensanchamientos bruscos de la sección del río.**

7.3.3.2. Importación de la geometría básica al modelo e introducción de los elementos estructurales adicionales en situación alterada

La información relativa a las características del río y sus márgenes se almacena en archivos en los que la información plana (X, Y) se ha transformado en información altimétrica (X, Y, Z). Ésta será la geometría básica del modelo, debiendo obtenerse una para la situación alterada y otra para la situación natural. En la Figura 213 se muestran las geometrías básicas del estudio del bajo Nalón. La Figura 214 muestra un detalle de la geometría en régimen alterado, con los puentes del ferrocarril, de la carretera AS-16 y de la carretera a Cudillero. En las figuras, los puntos rojos marcan las márgenes del cauce, y los triángulos verdes los límites de las zonas de flujo no efectivo.
Es conveniente realizar una buena geometría básica en esta fase de la construcción del modelo, puesto que en fases posteriores resulta más complicado retocar el esquema básico. En cualquier caso, puede ser necesario hacer un refino de la misma posteriormente, si durante el proceso de calibración resultase necesario. Como regla general, se recomienda disponer secciones a una distancia no superior a los 100 m.

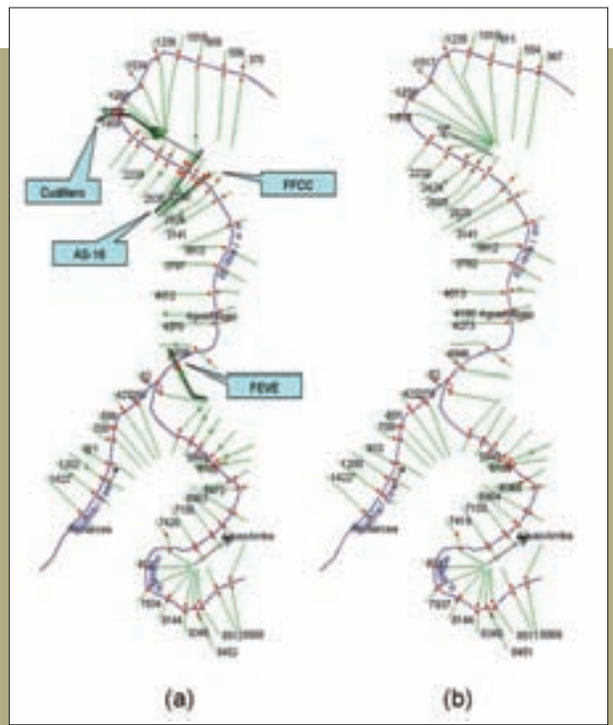


Figura 213. Geometrías básicas del estudio del bajo Nalón en régimen alterado (a) y en régimen natural (b).

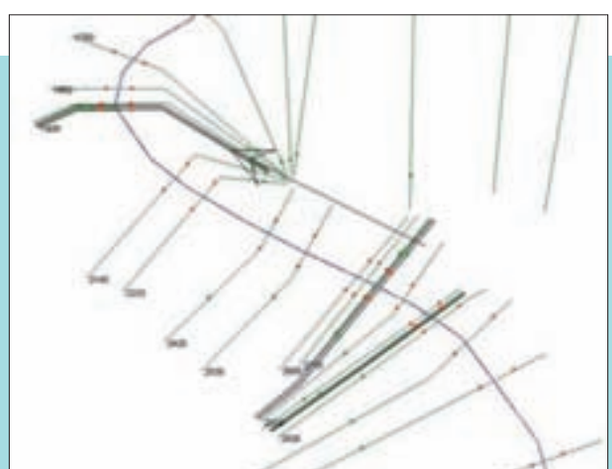


Figura 214. Detalle de la geometría básica para la modelización hidráulica en el tramo bajo del río Nalón en régimen alterado, con las secciones correspondientes a los puentes del ferrocarril y de las carreteras AS-16 y a Cudillero.

7.3.3.3. Creación de las geometrías necesarias para la modelización detallada de calados y velocidades

La modelización con la disposición de secciones realizada hasta ahora da lugar a un esquema básico del flujo (o geometría básica), a partir del cual se puede obtener una cota de la lámina de agua para cada sección que definirá en ambas márgenes los puntos que, unidos, forman el polígono de inundación para los caudales de cálculo. Sin embargo, se dan dos circunstancias que permiten refinar esta geometría básica:

- La alta resolución del MDT
- La necesidad de definir un campo de velocidades unidimensional para la identificación de la zona de flujo preferente

Con respecto a la primera circunstancia, es reconocido en toda la literatura relativa a la modelización hidráulica y en la práctica habitual, que la mayor fuente de error en la obtención de los calados y de la zona inundada, una vez conocidos los caudales, procede del MDT utilizado. En general, la utilización de una topografía con poco detalle dará lugar a errores en la modelización, puesto que es el dato fundamental del que se sirve la misma, mientras que una topografía con mayor detalle dará lugar a una modelización más precisa. De esta forma, si el MDT del terreno del que se dispone para realizar la modelización tiene una resolución alta, se podrán obtener unos resultados mucho más precisos. La manera de aprovechar en el modelo unidimensional

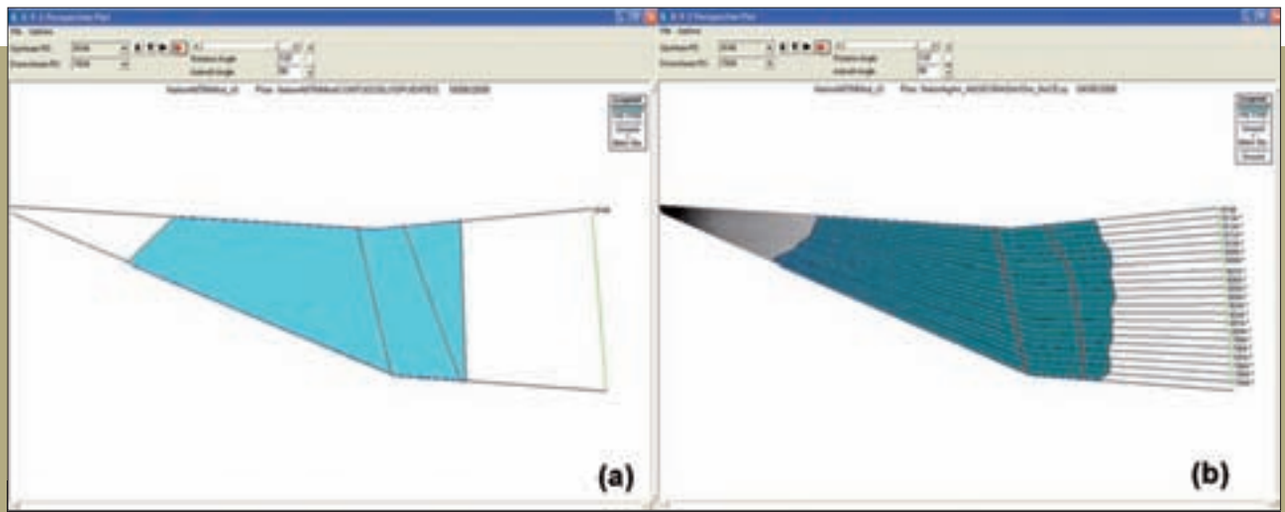


Figura 215. Delimitación de la inundación a partir de un esquema básico (a) y a partir de un esquema fino (b).

esta resolución es aumentando el número de secciones transversales (con la consiguiente menor distancia entre ellas), por lo que el modelo será capaz de reproducir con mayor detalle los límites de la inundación. Un ejemplo de este efecto se muestra en la Figura 215, en la que se observa la mejora obtenida en la definición de la extensión de la inundación al realizar la simulación con una geometría detallada (b) o a partir de una geometría básica (a). En términos de tiempo de modelización, al disponer de un mayor detalle en la delimitación de las avenidas, se disminuye el tiempo dedicado a la delineación en zonas dudosas, que queda con creces compensado frente al tiempo dedicado en el proceso de interpolación de secciones y de simulación.

Con respecto a la segunda circunstancia, la necesidad de definir la zona de flujo preferente pasa por tener un campo de velocidades fiable. Si este campo se obtiene a partir de la distribución de velocidades calculada en unas secciones distanciadas entre sí unos 50-100 m, según el esquema de la geometría básica, se tendrá una distribución de velocidades en la zona de estudio con muy poca resolución, no resultando fiable en absoluto cualquier interpolación que se haga del mismo y dando lugar a una delimitación errónea de la zona de flujo preferente. Por tanto, es necesario calcular un campo de velocidades de mayor detalle, lo que se consigue aumentando el número de secciones manualmente o mediante interpolación automática si el programa dispone de dicha utilidad.

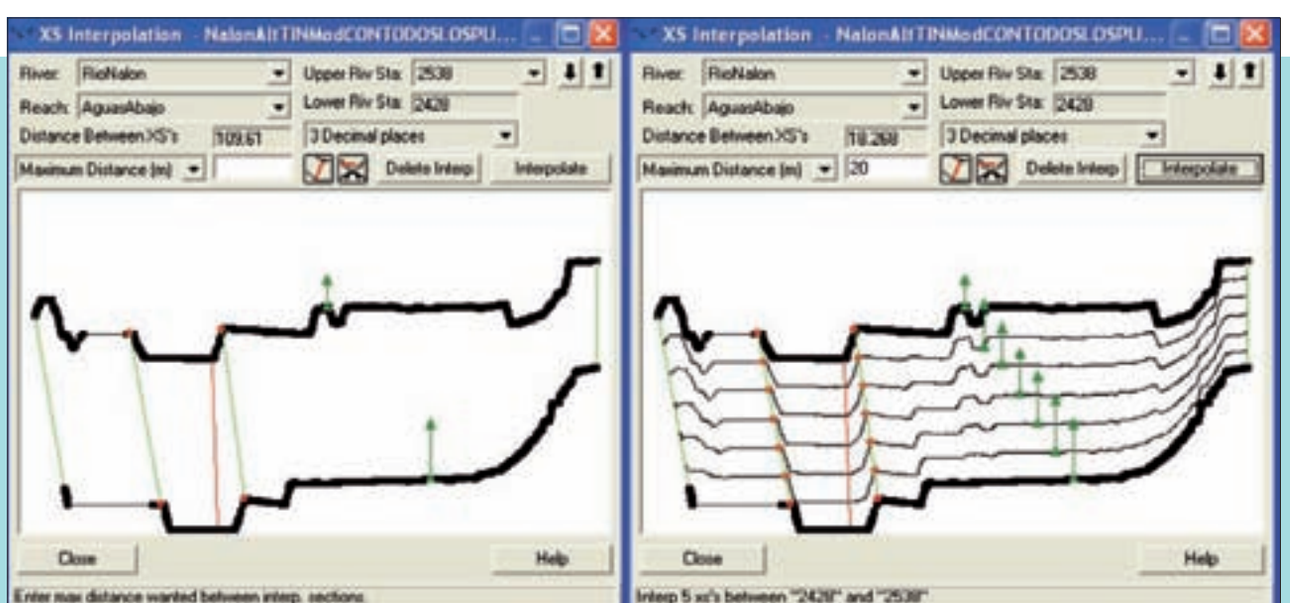


Figura 216. Interpolación automática entre dos secciones.

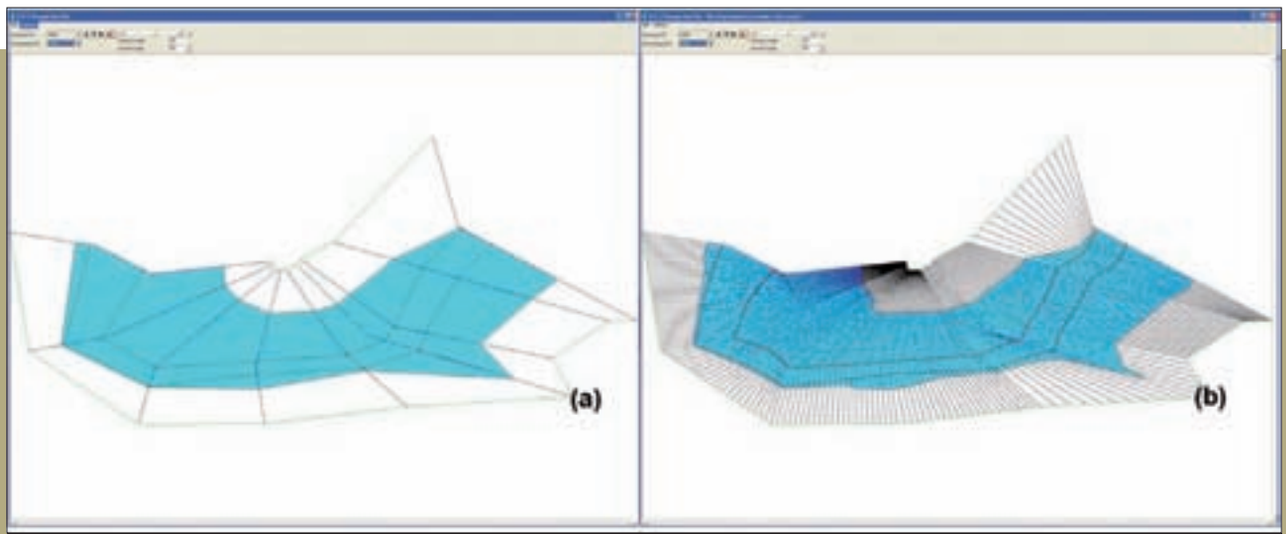


Figura 217. Extensión de la inundación a partir de la geometría básica (a) y detallada (b) para un tramo del Nalón.

La Figura 216 muestra un ejemplo de interpolación entre dos secciones del bajo Nalón, a una distancia de 20 m, mediante la utilidad de interpolación automática; en las secciones interpoladas, los triángulos verdes muestran la posición de las zonas de flujo no efectivo.
Si se realiza de manera automática la interpolación, las nuevas secciones no se obtienen a partir del terreno real, por lo que no captarán las características morfológicas del terreno que no hayan sido ya capturadas con la geometría básica. Por tanto, es conveniente introducir esta nueva capa de información siguiendo el proceso que se indica:

1. **Fase de interpolación automática:** Se recomienda realizar una interpolación automática de secciones al menos cada 10 m, a partir de la geometría básica, para la avenida de 100 años de período de retorno, avenida que se utilizará en el cálculo de la zona de flujo preferente. Para el resto de periodos de retorno, se recomienda realizar una interpolación automática, con distancias entre 25-10 m, en las zonas que requieran un mayor detalle en la modelización, en particular en zonas con desbordamientos localizados.
2. **Fase de tratamiento de la interpolación automática:** Se recomienda realizar un análisis de estas secciones sobre el MDT y realizar los cambios que fueran oportunos. Lo habitual es que si se dispone de una buena geometría básica, esta operación no sea necesaria. En esta fase se introduce la información sobre la rugosidad requerida.
3. **Fase de importación de la geometría detallada:** El coste de tiempo necesario para la creación de una geometría detallada compensa claramente el coste de tiempo dedicado a la toma de decisiones en la delimitación de la inundación a partir de resultados con poco detalle. Un ejemplo de la ganancia de precisión de la modelización con geometría detallada frente a la modelización con geometría básica se muestra en la Figura 217. En la Figura 218 se muestra, sobre la ortofoto, un detalle del mapa de calados obtenido como resultado de la simulación unidimensional en régimen permanente del caudal de un periodo de retorno de 5 años, y con una distancia entre secciones de 10 m. En la misma, se identifican las zonas de drenaje del ferrocarril situado en la margen derecha del río Nalón, en la llanura aluvial de Beifar.

Figura 218. Mapa de calados obtenido de la simulación con geometría detallada.

RECOMENDACIONES

Para aprovechar la resolución del MDT es posible refinar la geometría que va a servir de base para la modelización hidráulica, aumentando el número de secciones transversales de cálculo de modo que la distancia entre las mismas sea menor. En este caso, se recomienda interpolar secciones con una distancia entre 10 y 25 m.

En el caso de la avenida de 100 años de periodo de retorno y con objeto de obtener un campo de velocidades unidimensional para la posterior identificación de la zona de flujo preferente (ZFP), será necesario refinar la geometría que servirá de base para la modelización hidráulica. En este caso, se recomienda interpolar secciones, al menos, cada 10 m.

Se recomienda exportar las secciones interpoladas a un formato compatible con los SIG y realizar de nuevo el preproceso con objeto de que la geometría de las secciones interpoladas se corresponda con el MDT.

7.3.4. Incorporación de puentes en la modelización hidráulica

La variación de la cota de la lámina de agua debida a la obstrucción del flujo producida por los puentes es un elemento que se debe analizar con detalle debido a la influencia de dichas variaciones en la inundabilidad de las áreas colindantes. El efecto de obstrucción que genera el puente produce una elevación de la lámina aguas arriba del puente, cuyo remanso puede llegar a afectar de manera significativa, de modo que se aumenta la inundabilidad en una determinada zona, así como la peligrosidad debido al incremento de los niveles. Asimismo, puede suceder que aguas abajo los niveles de agua sean inferiores respecto a los que se producirían sin la existencia del puente, pudiendo originarse una disminución de la inundabilidad pero un aumento de la peligrosidad debido a un incremento de las velocidades. Se recomienda, por tanto, la comparación de los mapas de calados y velocidades entre la modelización en condiciones naturales y alteradas, con el objeto de analizar la influencia de los puentes sobre la zona inundable. Un ejemplo se muestra en la Figura 219, en la que se observan, para la avenida de 100 años de periodo de retorno, las sobreelevaciones producidas aguas arriba de los puentes de FEVE y de Cudillero debido a la contracción del flujo. En el caso del puente de Cudillero, estas sobreelevaciones afectan a una zona extensa aguas arriba del mismo, como consecuencia de la contracción del flujo debido al estribo de la margen derecha. En la zona de aguas abajo, se produce una disminución de los calados (zonas verde oscuro), producida por el efecto de sombra que el estribo tiene sobre el flujo.

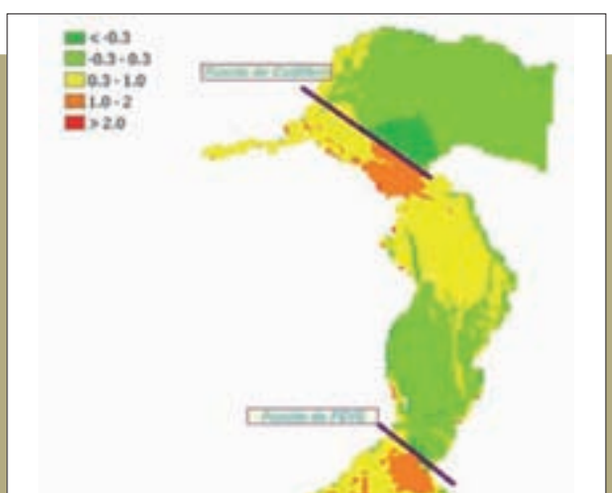


Figura 219. Diferencias (m) entre el mapa de calados en condiciones naturales y alteradas en el tramo bajo del Nalón.

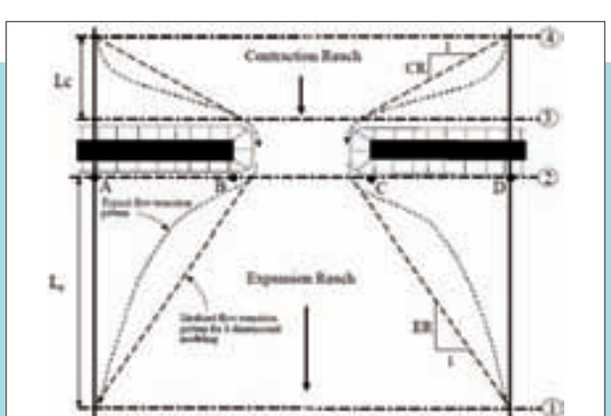


Figura 220. Secciones que definen el puente y su entorno para tener en cuenta las pérdidas de carga por contracción y expansión (fuente: USACE, 2010).

La incorporación de puentes en el modelo requiere la definición de, al menos, cuatro secciones transversales en la geometría básica, con el objeto de que el entorno del puente quede bien representado en el modelo. Para ello, las secciones deberán estar dispuestas de tal forma que abarquen las extensiones aproximadas aguas arriba y aguas abajo del puente en las que se producen los fenómenos de contracción y de expansión del flujo, como se muestra en la Figura 220.

Las secciones 2 y 3 deben estar localizadas inmediatamente aguas abajo e inmediatamente aguas arriba del puente. En estas secciones será necesario identificar los puntos a partir de los cuales el flujo será considerado inefectivo y que, en el caso de la Figura 220, corresponderán a las porciones A-B y C-D de las secciones 2 y 3 hasta la cota superior del tablero del puente, dando por supuesto que, en general, el flujo en vertedero sobre el tablero se realizará de forma efectiva en la totalidad de la sección. Las secciones 1 y 4, según la misma figura, se localizan en aquellos puntos en los que el flujo deja de estar afectado por los fenómenos de contracción y expansión. La distancia a la que se localizan viene dada por los parámetros CR y ER, que marcan las longitudes de contracción y expansión respectivamente. En la Tabla 50 se muestran los valores de los coeficientes ER y CR, en la que b/B es la relación entre el ancho de la sección contraída y el ancho de la sección sin contraer, n_{ob} y n_c son los números de Manning de la llanura de inundación y del cauce, respectivamente, y S es la pendiente. El límite superior de los rangos corresponde a los mayores caudales.

En el caso de introducir secciones intermedias en los tramos de contracción y expansión como, por ejemplo, en el caso de la modelización con una geometría detallada a 10 m, se deberán introducir sobre el SIG los correspondientes polígonos de flujo no efectivo entre las secciones 4-3 y 2-1, con el objeto de realizar una correcta modelización del flujo. Asimismo, se recomienda en este caso que los coeficientes de contracción y expansión sean nulos. La Figura 221 muestra una imagen de la definición en planta de una geometría detallada, con los correspondientes polígonos de flujo no efectivo delimitados en verde, y con un perfil de la lámina de agua obtenido para tres caudales diferentes, con una geometría básica (plan 2) y una geometría detallada (plan 3), entre las que no se aprecia ninguna diferencia.

Tabla 50. Valores recomendados de los coeficientes ER y CR (USACE, 2010).

	b/B	S (‰)	n_{ob}/n_c= 1	n_{ob}/n_c= 2	n_{ob}/n_c 4
CR	0,1	0,1	1,4-3,6	1,3-3,0	1,2-2,1
		1,0	1,0-2,5	0,8-2,0	0,8-2,0
		2,0	1,0-2,2	0,8-2,0	0,8-2,0
	0,25	0,1	1,6-3,0	1,4-2,5	1,2-2,0
		1,0	1,5-2,5	1,3-2,0	1,3-2,0
		2,0	1,5-2,0	1,3-2,0	1,3-2,0
	0,5	0,1	1,4-2,6	1,3-1,9	1,2-1,4
		1,0	1,3-2,1	1,2-1,6	1,0-1,4
			1,3-2,0	1,2-1,5	1,0-1,4
ER		0,1	1,0-2,3	0,8-1,7	0,7-1,3
		1,0	1,0-1,9	0,8-1,5	0,7-1,2
		2,0	1,0-1,9	0,8-1,4	0,7-1,2

En el paso del flujo a través del puente, pueden darse las siguientes circunstancias:

a) Que todo el flujo pase por debajo del puente en lámina libre

b) Que el flujo sobrepase la cota mínima del tablero aguas arriba, en cuyo caso se producirá un flujo en carga a través del puente y, en su caso, en vertedero por encima del mismo

A continuación, se exponen los métodos que se recomiendan en esta guía para modelizar cada uno de los casos.

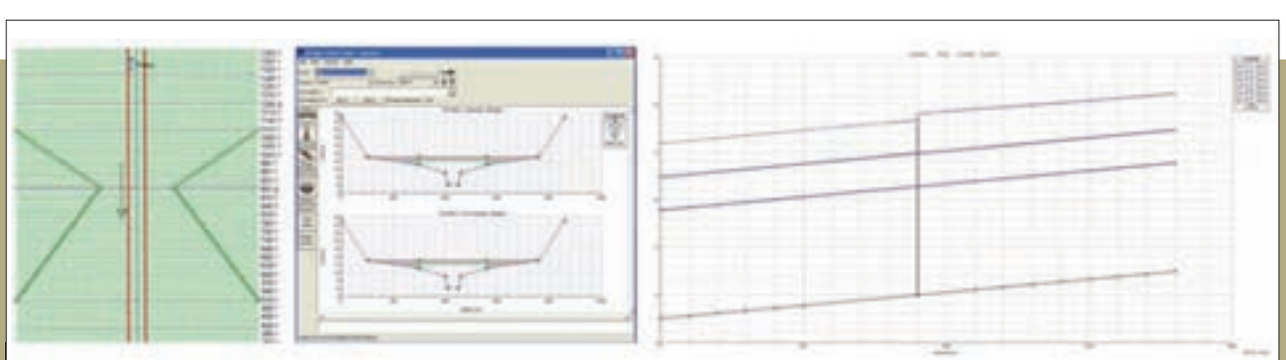


Figura 221. Modelización de un puente con geometría detallada.

Tabla 51. Valores del coeficiente de arrastre C_D debido a la fuerza del flujo sobre las pilas.

Forma de la pila	C_D
Circular	1,20
Alargada con extremos semicirculares	1,33
Elíptica con relación de ejes 2:1	0,60
Elíptica con relación de ejes 4:1	0,32
Elíptica con relación de ejes 8:1	0,29
Extremo cuadrangular	2,00
Triangular a 30°	1,00
Triangular a 60°	1,39
Triangular a 90°	1,60
Triangular a 120°	1,72

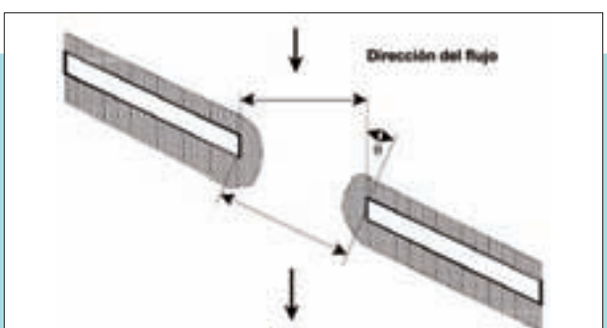


Figura 222. Esviaje de un puente.

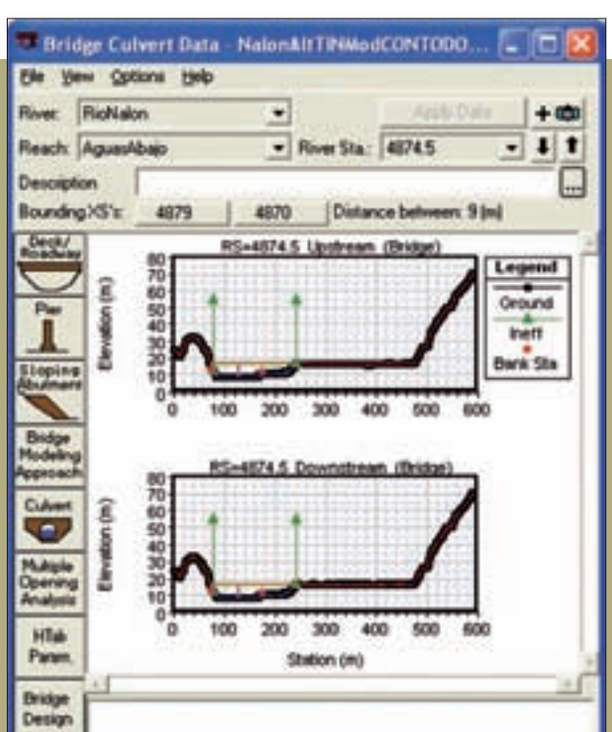


Figura 223. Menú de edición de puentes y secciones de aguas arriba y aguas abajo que definen el entorno del puente.

Flujo en lámina libre bajo el puente

Existen varios métodos para modelizar las pérdidas de carga debidas al paso del flujo por los puentes en el modelo HEC-RAS. Junto a la aplicación de la ecuación de la energía y de la cantidad de movimiento, el programa introduce dos modelos adicionales, que son el de Yarnell y el WSPRO. Estos últimos son únicamente válidos en caso de que se produzca el flujo en régimen lento. El modelo de Yarnell (Yarnell, 1934) está basado en fórmulas empíricas y es válido para la modelización de puentes en los que las mayores pérdidas de carga se producen por las pilas. El método WSPRO (FHWA, 1986) se diseñó para ser utilizado en llanuras de inundación con vegetación abundante, que se estrechan de manera significativa en el entorno de un puente. El método utiliza unos coeficientes empíricos para la estimación de la pérdida de carga obtenidos a partir de tablas, de una manera análoga a los coeficientes de pérdidas de la *Instrucción de Drenaje Superficial de Carreteras* (MOPU, 1990), por lo que se recomienda la utilización preferente de ésta última.

Se recomienda en esta guía la utilización del método de la energía o el método de la cantidad de movimiento, puesto que son capaces de modelizar un posible cambio de régimen en el puente, aunque lo habitual es que el flujo bajo el puente se produzca en régimen lento. Ambos métodos consideran la geometría del puente para calcular la reducción del área y el aumento del perímetro mojado. El método de la energía calcula las pérdidas por fricción y por la contracción y expansión que se producen entre las secciones de cálculo como coeficientes que afectan al término de velocidad. En el método de la cantidad de movimiento, se incluyen la fuerza de rozamiento, el peso y la fuerza debida a las pilas en la dirección del flujo, por lo que se necesita introducir en la ecuación, respecto de la última, el valor del coeficiente de arrastre C_D, de acuerdo con los valores de la Tabla 51.

En caso de que el puente esté esviado respecto de la dirección del flujo, se deberán introducir los ángulos correspondientes en el modelo del puente, tanto para el tablero como para las pilas (Figura 222).

En el caso de puentes paralelos en los que la distancia existente entre ellos no permita que el flujo se expanda, se incluirán en el modelo como uno solo.

En el estudio piloto del tramo bajo del río Nalón se incluyeron los puentes en la modelización hidráulica en condiciones alteradas. El método seleccionado fue el de la energía. En la Figura 223 se muestra un ejemplo de la introducción de un puente en el modelo. Cuando sea posible y con el objeto de detectar errores importantes en la modelización, se aconseja

comparar el resultado obtenido mediante el método de la energía con las sobreelevaciones calculadas según la *Instrucción de Drenaje Superficial de Carreteras* (MOPU, 1990). La Instrucción de Drenaje Superficial de Carreteras propone un procedimiento de cálculo para obtener la sobreelevación de la lámina de agua debida a la presencia de puentes, válido para puentes que cumplan las siguientes características:

- Puente único
- Cauce rectilíneo
- Régimen lento
- El puente no entra en carga
- No se tiene en cuenta el efecto de las erosiones del lecho
- No hay diques que guíen el flujo a la entrada del puente

Según este procedimiento, la sobreelevación aguas arriba del puente puede estimarse como:

$$Sobreelevación = K \cdot V^2 \cdot (2 \cdot g)$$

Donde:

- V es la velocidad media del agua ($V = Q/A$)
- Q es el caudal
- A es el área libre bajo el puente correspondiente al nivel del agua, sin tener en cuenta la presencia de pilas
- K es un coeficiente que depende de la relación entre el puente y el cauce, dado por la suma de cuatro coeficientes parciales:

$$K = k_b + k_p + k_e + k_i$$

Donde:

- k_b depende de la proporción del caudal total que pasa libremente bajo el puente
- k_p representa el efecto de las pilas (número, forma, tamaño y orientación), y se obtiene como producto de dos coeficientes: uno en función del tipo de pilas y de la proporción del área A que corresponde a la proyección de las pilas perpendicularmente a la corriente, y otro en función del tipo de pila y de la proporción del caudal total que pasa libremente bajo el puente
- k_e representa el efecto de la excentricidad o falta de simetría de los terraplenes de acceso al puente, definida por la razón entre el menor de los caudales interceptados por uno de ellos respecto al otro (siempre que sea inferior a 0,20), y vendrá dado en función de dicha excentricidad y de la proporción del caudal total que pasa libremente bajo el puente
- k_i representa el efecto del esviaje del puente respecto del cauce, en función de su ángulo, de la configuración de los estribos y de la proporción del caudal total que pasa libremente bajo el puente

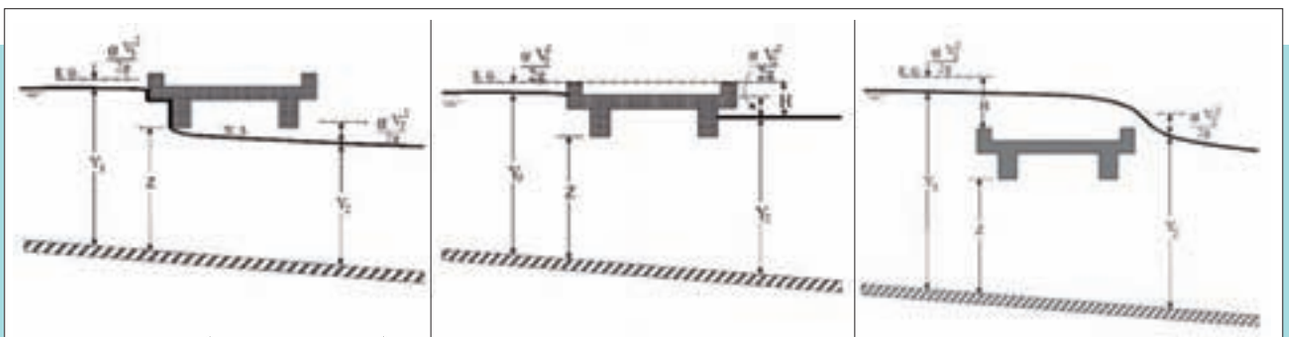
Cuando la presencia de terraplenes de acceso al puente o sus estribos y pilas supongan una importante reducción de la sección de desagüe del cauce, y el lecho de éste sea erosionable, la aplicación de esta metodología puede proporcionar una sobreelevación muy superior a la real. En estos casos, deberán emplearse otros sistemas de estimación sancionados por la experiencia, que tengan en cuenta la erosión del cauce.
En la Tabla 52 se expone un ejemplo del cálculo de las sobreelevaciones mediante el método propuesto en la *Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial de Carreteras*, correspondiente a uno de los puentes del estudio piloto del tramo bajo del río Nalón, comparando los resultados con las sobreelevaciones obtenidas con el modelo HEC-RAS.

Tabla 52. Cálculo de las sobreelevaciones producidas por las avenidas de distintos periodos de retorno en el entorno del puente de FEVE en el tramo bajo del río Nalón.

T	Sobreelevaciones HEC-RAS (m)	k_b	k_p	k_e	k_i	K	Sobreelevaciones según la Instrucción 5.2-IC (m)
2	0,06	0	0,025	1	0	1,025	0,19
5	0,15	0	0,025	1	0	1,025	0,26
10	0,24	0	0,025	1	0	1,025	0,34
25	0,39	0	0,025	1	0	1,025	0,45
50	0,48	0	0,025	1	0	1,025	0,55
100	0,59	0	0,025	1	0	1,025	0,66
500	0,86	0	0,025	1	0	1,025	0,93

Flujo a presión bajo el puente

Cuando la cota de la lámina de agua aguas arriba del puente es igual o mayor que la cota inferior del tablero, el flujo comienza a tener un control, bien por la sección de aguas arriba o bien por la de aguas abajo, siguiendo las ecuaciones de flujo en orificios que relacionan el caudal de paso con la energía total aguas arriba. Si la elevación de la lámina de agua supera la cota superior del tablero se produce un vertido sobre el mismo, por lo que el flujo seguirá una ecuación del tipo vertedero controlada por un coeficiente de vertido en cresta ancha. Las distintas situaciones se ilustran en la Figura 224.



$$Q = C_d A_{BU} \sqrt{2g} \left(Y_3 - \frac{Z}{2} + \frac{a_3 V_3^2}{2g} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$C_d \sim 0{,}5\ (0{,}27 - 0{,}5)$

A_{BU} es el área del puente aguas arriba (definida en la sección 3)

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

$C \sim 0{,}8$

$A = A_{BU}$

$$Q = CLH^{\frac{3}{2}}$$

$C \sim 1{,}38 - 1{,}71$

Se debe considerar, en caso necesario, el factor de reducción por submergencia

Figura 224. Situaciones de flujo en carga en puentes (fuente: USACE, 2008).

RECOMENDACIONES

La incorporación de puentes en el modelo hidráulico requiere la definición de, al menos, cuatro secciones transversales en la geometría básica, con el objeto de que el entorno del puente quede bien representado en el modelo. Para ello, las secciones deberán estar dispuestas de tal forma que abarquen las extensiones aproximadas aguas arriba y aguas abajo del puente en las que se producen los fenómenos de contracción y de expansión del flujo.

Se recomienda el uso del método de la energía o del método de la cantidad de movimiento para modelizar el flujo en puentes mediante modelos unidimensionales como HEC-RAS, puesto que son los que mejor se adaptan a las distintas casuísticas.

Para detectar posibles errores importantes en la modelización, se aconseja comparar el resultado de la modelización hidráulica con las sobreelevaciones calculadas según la *Instrucción de Drenaje Superficial de Carreteras* (MOPU, 1990).

Se recomienda realizar un análisis de las variaciones en los calados y las velocidades debidas a la presencia de los puentes respecto a los obtenidos en condiciones naturales, con el objeto de analizar la influencia de los puentes sobre la zona inundable.

7.4

Modelos bidimensionales

De igual manera que en el caso unidimensional, la mayor fuente de error en la modelización bidimensional procede del MDT del que se disponga para reproducir la topografía real del tramo de estudio. En la modelización unidimensional, el terreno queda representado a través de las secciones transversales, para las que se calculan los calados y las velocidades, de modo que, cuanto mayor sea la definición de las secciones y menor su distancia, mayor será la precisión con la que se reproduce el terreno y, por tanto, menor será el error cometido en el cálculo de los niveles y velocidades debido a la topografía.

En el caso de la modelización bidimensional, el cálculo de las variables hidráulicas se realiza en los elementos de una malla de cálculo que se debe confeccionar a partir del MDT. Cuanto mayor sea la definición de dicha malla, menor será el error cometido en el cálculo de los niveles y velocidades debido a la topografía. El inconveniente que se plantea en la modelización bidimensional es que la relación entre el aumento de resolución y el aumento del tiempo de cálculo es mucho mayor que en el caso de la modelización unidimensional, por lo que la dificultad a la hora de la construcción del modelo radica en buscar un equilibrio entre una malla lo suficientemente detallada, capaz de reproducir de manera precisa el terreno, y el tiempo de simulación que este grado de detalle implica. A mayor detalle de la malla, mayor número de elementos y, por tanto, mayor tiempo de cálculo.

Esta es una cuestión de gran importancia a la hora de modelizar un tramo con un modelo bidimensional, ya que, a día de hoy, existen problemas importantes en cuanto al número de celdas que pueden tratar los modelos bidimensionales, viniendo limitadas, por un lado, por la memoria del ordenador y, por otro, por los tiempos de cálculo. En este sentido, hay que tener en cuenta que, para que un modelo bidimensional tenga buenas características de convergencia el número de Courant debe ser inferior a 1. Como dicho número es función del intervalo de cálculo y del tamaño de la celda, un cálculo con celdas cuadradas de 1x1 m tardaría en ejecutarse del orden de 1.000 veces más que si se realizara el mismo cálculo con celdas de 10x10 m, aunque evidentemente la precisión no sería la misma.

Para resolver este problema existen diversas técnicas de mallado enfocadas a reducir el número de celdas de cálculo sin renunciar a una precisión suficiente. La construcción de la malla de cálculo puede llevarse a cabo mediante herramientas incorporadas al propio *software* de cálculo hidráulico o puede realizarse mediante herramientas específicas disponibles en los SIG.

En la fase de la generación de malla de un modelo bidimensional, análogamente a lo que sucede en la fase de generación de la geometría de un modelo hidráulico unidimensional, es necesario contar con la información detallada y georreferenciada de las características de los puentes, azudes y cualquier otra obra que afecte al flujo de las avenidas, así como con la delimitación, lo más exacta posible, del cauce procedente del análisis geomorfológico. En general, deberán aparecer reflejados los escarpes pronunciados, la zona del cauce y las zonas inundables adyacentes. En particular, en el caso de la modelización para las condiciones denominadas "actuales", deberán aparecer todas las motas y terraplenes asociados a las vías de comunicación. Dichos elementos deberán identificarse sobre el MDT, con las coordenadas planas y su cota, con el fin de que tengan su correspondiente tratamiento en el proceso de generación de la malla. En su caso, habrá que corregir sobre el MDT las cotas que sean necesarias para que estos elementos queden correctamente definidos. Asimismo, habrá que asignar las correspondientes cotas tanto al eje como a las líneas que definen el cauce. Por tanto, se recomienda que el SIG utilizado tenga las capacidades suficientes para llevar a cabo esta corrección del MDT, así como para la asignación de cotas a los elementos bidimensionales que sea necesario introducir.

En el caso de que el MDT se haya obtenido a partir de un LIDAR, se dispondrá también del modelo digital de superficies (MDS), a partir del cual se habrá obtenido el MDT mediante la corrección de las cotas correspondientes a la vegetación y a las edificaciones, así como del MDT con edificaciones (Figura 225). El MDT con edificaciones puede ser una buena base cartográfica de partida para la construcción de la malla en aquellos casos en que existan en la zona inundable

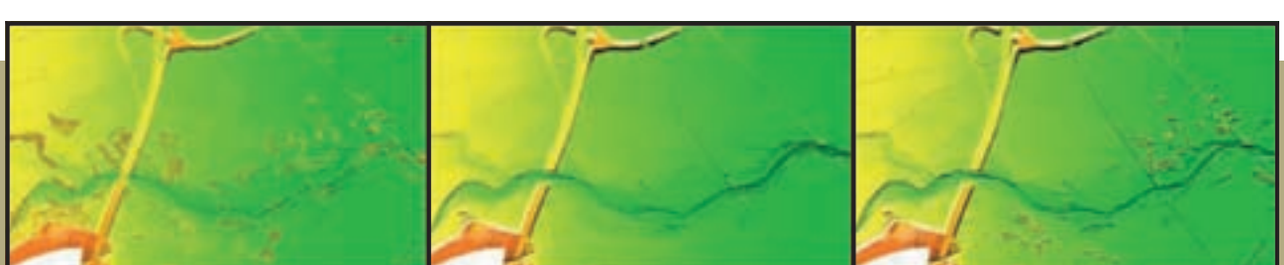


Figura 225. Ejemplo de MDS, MDT y MDT con edificaciones (de izquierda a derecha).

edificaciones dispersas o núcleos poblados poco densos. Sin embargo, en el caso de zonas con alta densidad de edificación, en la que previsiblemente se producirán flujos muy complejos, puede ser preferible construir la malla en base al MDT sin edificaciones, y considerar en el modelo la presencia de las mismas a través de su pérdida de carga, asignando a esa zona un número de Manning apropiado.
Conviene realizar asimismo una diferenciación de las distintas llanuras aluviales o unidades topográficas de interés, puesto que podrán ser objeto de submallas de distinta densidad (o tamaño de los elementos) dependiendo de la naturaleza de cada elemento. Es decir, se requerirá una submalla de mayor detalle en zonas en las que exista una mayor variación en la cota del terreno y, en las zonas más llanas o de menor variación de cota, se tendrán submallas de menor densidad.
Resulta de gran ayuda a la hora de realizar la delimitación de zonas el examen de las curvas de nivel derivadas del MDT y la imagen de sombras (o *hillshade*) obtenida a partir del mismo, la cual permite ver de una manera muy clara el relieve del terreno.

7.4.1. Recomendaciones para la creación de mallas no estructuradas en la modelización bidimensional

Los modelos bidimensionales pueden trabajar con dos tipos de mallas (Figura 226):

a) Estructuradas, en las que todos los elementos de cálculo tienen la misma topología, es decir, el mismo número de vecinos, como, por ejemplo, una malla de cuadrados o rectángulos regularmente dispuestos en el espacio

b) No estructuradas, en las que los elementos pueden tener distinta topología, como, por ejemplo, una malla de triángulos arbitrariamente dispuestos en el espacio o una malla que contiene elementos rectangulares y triangulares

Las mallas estructuradas resultan más fáciles de manejar que las no estructuradas, aunque para alcanzar la misma precisión que las no estructuradas necesitan de un mayor número de elementos. En el ámbito de la modelización del terreno, una malla estructurada se puede asimilar a un *raster*. Dado que las llanuras de inundación son zonas de geometría compleja, que probablemente requieran en su cálculo la introducción de condiciones internas de contorno, puede ser necesario recurrir a un MDT de alta resolución (del orden de 1 m) para describir con suficiente detalle su geometría. Sin embargo, el elevado número de elementos a que da lugar una malla de estas características, unido a la pequeña superficie de todos ellos, conllevaría un

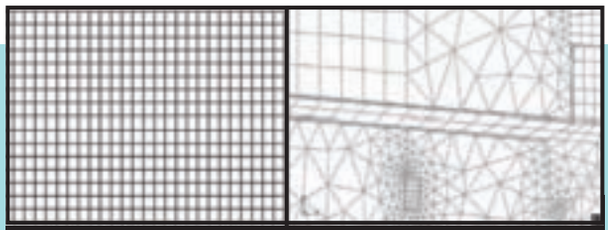


Figura 226. Malla estructurada (izquierda) y malla no estructurada (derecha).

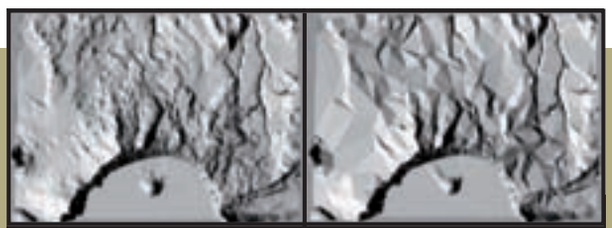


Figura 227. Contraste de mallas con distinta resolución (7.711 nodos, izquierda; 1.542 nodos, derecha).

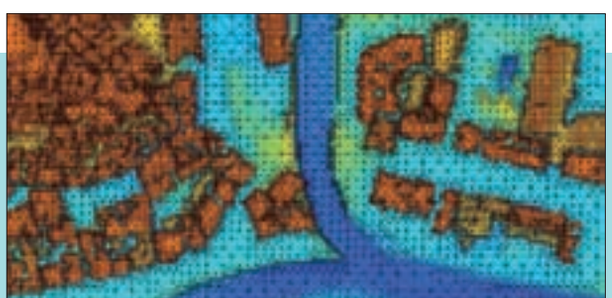


Figura 228. Malla no estructurada triangular.

elevado coste de tiempo de computación, si la zona de estudio es de una cierta extensión.
La simple disminución de la resolución de la malla con el objeto de reducir el número de elementos puede conllevar una pérdida de precisión inasumible. Por ejemplo, un cambio de malla cuadrada de 1x1 m a malla de 4x4 m puede generar errores en la cota de elementos esenciales para el cálculo hidráulico (por ejemplo, motas de protección de márgenes), errores en la descripción geométrica de los cauces, etc.
Con objeto de disminuir el número de elementos en aquellas zonas en las que no se exige una definición tan precisa del terreno, se recomienda el uso de mallas no estructuradas que incluyan elementos de área variable de acuerdo con la necesidad de resolución en las distintas partes del cauce y la llanura a modelizar, con capacidad para reproducir elementos singulares, tales como pilas y estribos de puentes, azudes y cualquier otro tipo de "barreras" con las que el flujo se encuentre, y que estén formadas por elementos de un tamaño acorde a la resolución del MDT. Como se muestra en la Figura 228, se puede conseguir la disminución del

número de elementos de cálculo utilizando triángulos más pequeños en las zonas con un mayor gradiente en cota (por ejemplo, el cauce y sus márgenes), frente a las zonas más llanas en las que se pueden utilizar triángulos mayores.
En el mismo sentido, resulta también esencial que en el proceso de mallado se incorporen las líneas esenciales para el cálculo (conocidas como líneas de rotura), tal como se indica en los próximos apartados, o que una vez realizado el mallado éste se corrija teniendo en cuenta dichas líneas.

7.4.2. Creación de mallas a partir de TINs

Un posible modelo de malla no estructurada es el de la red triangular irregular (TIN), formada por triángulos de lados de distinta longitud, cuyos vértices se encuentran a una cota interpolada a partir del MDT. En una red de este tipo, se forman triángulos más pequeños en zonas donde se requiere un mayor detalle, siendo éstos mayores en zonas donde el detalle requerido es menor. A mayor tamaño de los elementos, menor número de ellos. En la Figura 229 se comparan dos ejemplos de representación de una zona mediante una TIN: en uno, se representa un determinado detalle del terreno y en el otro, este detalle se elimina. Se aprecia cómo la representación del mencionado detalle exige un número mucho mayor de elementos que si dicho detalle no se representara.
Dos de los métodos más conocidos para la generación de mallas no estructuradas son el de frente de avance y el de Delaunay. Este último es el más conocido, por su capacidad de adaptación a la geometría y por estar implementado en la mayor parte de los sistemas de información geográfica. La generación de una TIN según el método de Delaunay se basa en los siguientes principios: la circunferencia circunscrita a cada triángulo no contiene a ningún otro punto de la triangulación, y el ángulo mínimo del triángulo es el máximo posible. La Figura 230 muestra la representación de un terreno mediante una TIN generada con el criterio de Delaunay.
Los algoritmos de cálculo de los modelos bidimensionales de onda dinámica suelen ser el de elementos finitos y el de volúmenes finitos. Las mallas generadas a partir de una TIN son las que mejor se adaptan a las capacidades de cálculo de estos procedimientos. Para que la modelización hidráulica sea lo más precisa posible, se deberá tener una TIN tal que en ella queden bien representados los elementos que tienen una influencia crítica en la modelización. Los contornos de estas zonas deberán ser delineados, así como identificados aquellos puntos en los que la preservación de su cota sea esencial. De esta forma, la creación de la TIN tiene dos fases principales:

1. Fase de creación de la malla o TIN
2. Fase de edición de la malla o TIN

En la fase de la creación de la TIN, se parte de los puntos que definen el terreno, con sus coordenadas y su cota. Dos son los parámetros que se requieren para la generación de la malla: el valor de la tolerancia en la interpolación de la cota (Z_{tol}) y el lado máximo del triángulo. El valor de la tolerancia es el error máximo que se comete en la asignación de la cota a cada nodo de la red respecto del valor real de los puntos que definen el MDT. Este valor es un máximo, y generalmente el error entre cotas es del orden de un 25-50% menor en término medio, aunque pueden existir algunas zonas en las que las diferencias sean del orden de la tolerancia, con lo que conviene hacer un análisis de las mismas. El otro parámetro que caracteriza a la malla es el lado máximo del triángulo, de manera que ningún elemento tiene un lado de mayor longitud que el especificado. En general, estos dos parámetros suelen estar muy relacionados, de modo que una Z_{tol} más pequeña da lugar, lógicamente, a un mayor número de elementos y, por tanto, a unas longitudes de los lados de los triángulos menores.
En la fase de edición de la malla, se introducen los contornos de los elementos que es necesario

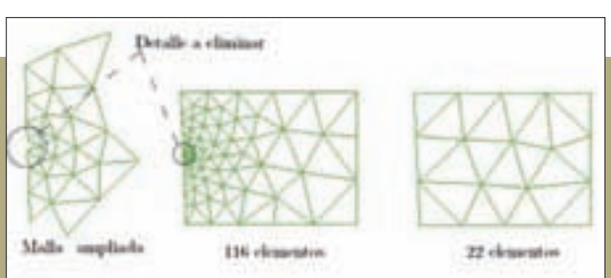


Figura 229. Detalle de una TIN (fuente: Ribó, 2000).

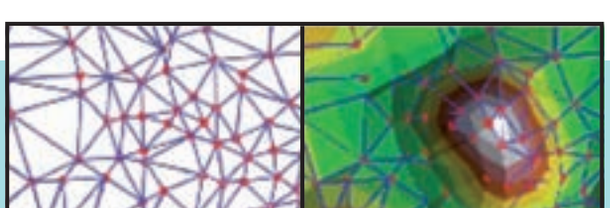


Figura 230. Representación de un terreno mediante una TIN generada con el criterio de Delaunay (fuente: ESRI, 2007).

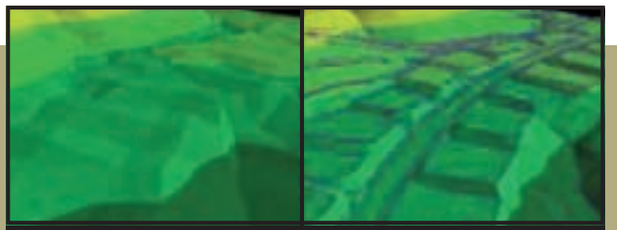


Figura 231. TIN antes y después de la introducción de las líneas de rotura, en morado (fuente: ESRI, 2007).

definir de forma detallada, con el objeto de que se preserven las formas de los terraplenes, edificaciones, pilas de puentes, azudes y todas aquellas superficies en planta que requieran un mayor grado de detalle para la correcta modelización hidráulica. Puesto que la labor de verificación y, en su caso, corrección de cotas ya se debería haber realizado sobre el MDT, ahora tan sólo es necesario delinear sus contornos y definirlos como líneas de rotura sobre las que se apoyarán los triángulos de la malla. La Figura 231 muestra un ejemplo de modelización del terreno antes y después de la definición de las líneas de rotura tras la generación de una TIN. Es esencial que las líneas de rotura tengan definida su cota, que se asignarán a partir del MDT revisado y corregido.

Con el objeto de realizar una eficiente modelización hidráulica, se recomienda llevar a cabo un análisis de las mallas obtenidas para distintos valores de tolerancia y lado máximo. En la Figura 232 se consigue una reducción del 85% de los elementos entre (a) y (b) con una diferencia de cotas del 10% para una prueba realizada en el estudio piloto del bajo Nalón.

7.4.3. Creación de mallas a partir del MDT

Como se ha expuesto en el apartado anterior, el uso de las TINs es una opción sencilla para generar una malla de cálculo no estructurada. Sin embargo, los triángulos obtenidos por los algoritmos implementados en los SIG para la generación de mallas no estructuradas a partir de las TINs tratan de maximizar la representación de las superficies del terreno, generalmente con el objeto de facilitar su tratamiento con el mínimo número de nodos posible, y no suelen tener en cuenta criterios relacionados con la estabilidad numérica de la modelización hidráulica bidimensional, por lo que, en general, proporcionan triángulos muy elongados. Por otra parte, la mayoría de los modelos bidimensionales funcionan mejor a partir de una malla donde se dé una transición entre elementos triangulares de menor a mayor superficie, y en la que los elementos son lo más regular posible, lo cual mejora la estabilidad y minimiza los errores de balance de masas, particularmente en los esquemas de cálculo no conservativos, tal y como exponen Löhner (2001) y Bates (2003).

La malla generada a partir del MDT debe ser de tal manera que esté formada por elementos regulares cuyos tamaños dependan de la configuración topográfica y morfológica de la zona a modelizar, que asegure la estabilidad del esquema numérico y minimice el error de balance de masas debido al cálculo, en caso de emplear un esquema no conservativo, que suele ser lo habitual.

Para obtener la malla de cálculo a partir del MDT debe disponerse de un *software* específico, un ge-

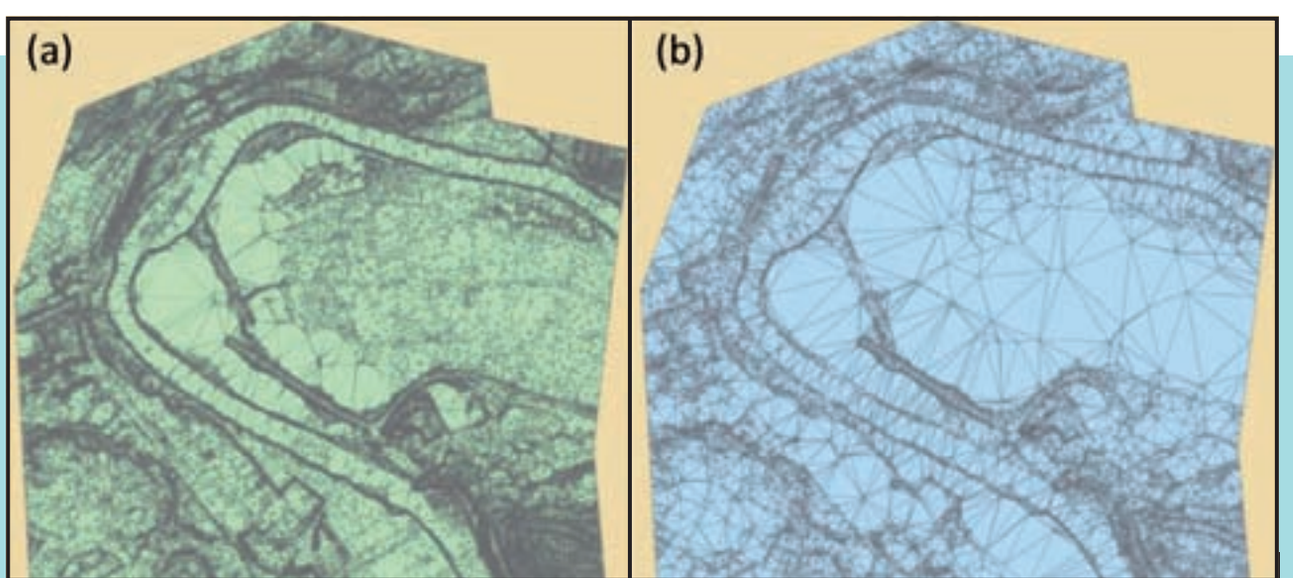


Figura 232. Mallados triangulares del terreno a partir del MDT del LIDAR en el tramo bajo del río Nalón.

nerador de malla. Existen muchos programas de este tipo disponibles en el mercado, algunos de ellos de libre distribución, estando en ocasiones integrados en el propio programa de cálculo hidráulico. Se recomienda emplear uno que permita importar directamente la información geométrica del terreno y que, lógicamente, la malla generada pueda ser leída por el programa de cálculo hidráulico bidimensional. Por otra parte, el programa generador de la malla debe tener las herramientas necesarias para editarla, tales como unir o separar elementos, borrarlos o añadirlos, y analizar sus propiedades.
Se recomienda seguir los siguientes pasos para generar la malla:

1) **Realizar un análisis de la zona a estudiar,** a partir de las curvas de nivel, para evaluar las pendientes longitudinales y transversales del terreno, así como para la definición del contorno del dominio espacial, sobre una imagen sombreada georreferenciada del MDT de base de la modelización (ver Figura 233).

2) **Establecer un contorno a una cota** (o varias cotas, según la pendiente) para definir el dominio de estudio. Este contorno puede establecerse a partir de las curvas de nivel del terreno, eligiendo una (o varias cotas) y uniendo las poligonales seleccionadas en una única línea exterior cerrada y continua. En el proceso de edición de esta poligonal habrá que tener la precaución de que no quede ninguna línea cerrada en el interior del dominio, puesto que, de suceder así, el programa generador de malla entiende que se trata de una zona aislada de la modelización (o isla) y en su interior no genera ningún mallado. Asimismo, conviene eliminar las poligonales cerradas que quedan en el exterior del contorno, ya que sólo suele aceptarse una poligonal única como contorno del dominio. La Figura 234 muestra un ejemplo de ambas situaciones. Dicho contorno debe añadirse al programa generador de la malla. Suele suceder que los puntos que forman el contorno no tengan asociada una cota definida (es decir, que sea una línea plana), por lo que es conveniente que dicho contorno no se sitúe muy próximo a zonas determinantes en la modelización. En general, los elementos de la malla suelen ser sensibles a la indefinición de la cota del contorno en una distancia equivalente al doble del lado definido para los elementos de la malla.

3) **Añadir el terreno** al programa generador de la malla, en forma de puntos, con su cota como atributo. Si se trata de una zona muy grande, puede suceder que el programa se ralentice mucho al tener que tratar una gran cantidad de información. En este caso, se pueden definir dos estrategias:

a) Identificar las zonas en las que la variación de las cotas sea menor, que no precisen una gran resolución del MDT, y remuestrearlas para obtener un menor volumen de información, con lo que se podrá formar un terreno compuesto resultante de la unión de zonas a la resolución original con zonas procedentes de un remuestreo a menor resolución

b) Dividir toda la zona en varias subzonas, y tratarlas separadamente, de modo que se vayan generando submallas que luego podrán unirse

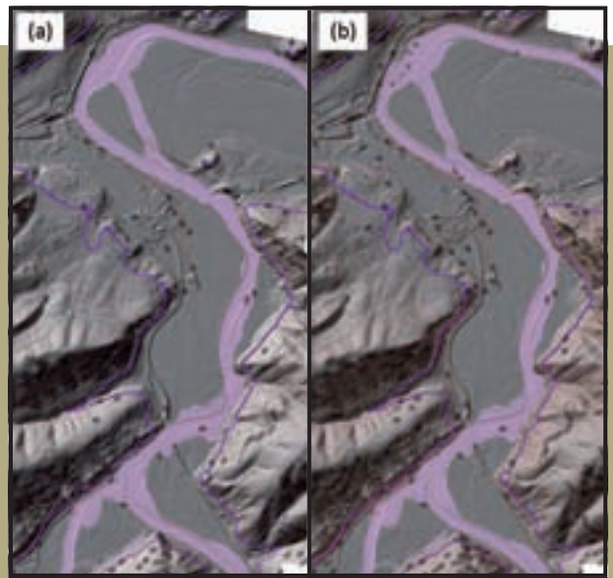


Figura 233. Curvas de nivel cada 10 m (a) y cada 5 m (b) y contorno a cota 40 (línea gruesa) sobre la imagen sombreada del MDT para el dominio espacial del Nalón.

Figura 234. Edición de la poligonal del dominio. La imagen de la izquierda corresponde a la curva de nivel a cota 40. En la imagen derecha, se han eliminado las líneas que no corresponden al borde del dominio (la zona de estudio queda a la derecha de dicha línea de cota para cada imagen).

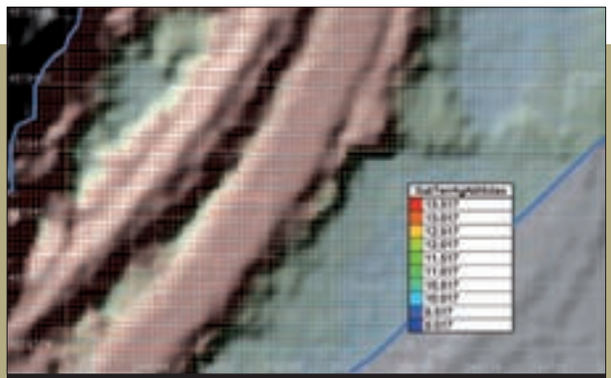


Figura 235. Terreno con resolución de 1 m en una zona con motas del río Nalón. La línea azul indica el contorno de la zona.

Esta segunda estrategia es mucho más recomendable, puesto que la información original no se pierde y en cambio sí se puede actuar sobre el proceso de generación de la malla de una forma más iterativa. Cada una de estas zonas deberá tener definido su contorno como se ha indicado anteriormente. En la Figura 235 se muestra un ejemplo tomado del caso piloto del Nalón.

4) **Definir las singularidades** a través de puntos de rotura y de líneas de rotura suave o fuerte. Los puntos de rotura son puntos de cota fija, que no puede modificarse en el proceso de generación de la malla. Responden a puntos de control topográfico en los que se requiere mantener la cota en el proceso de modelización hidráulica. Las líneas de rotura fuerte son, análogamente a los puntos de rotura, líneas de cota fija, apoyándose los nodos de la malla sobre los puntos que las definen. Estas líneas se utilizan por el generador de mallas para establecer bordes, islas o estructuras en las que tanto la posición como la densidad de los elementos de la malla son importantes para la modelización (es decir, tanto la localización de los nodos como los lados de los elementos están determinados por la posición y separación de los puntos que forman la línea). Las líneas de rotura suave se usan como líneas de apoyo para el proceso de mallado, para definir bordes, islas o estructuras, pero a diferencia de las anteriores, los puntos que la forman son remuestreados de acuerdo con los parámetros de definición de la malla. En cualquier caso, siempre puede realizarse un remuestreo de los puntos, tanto de las líneas de rotura fuerte como suave, de acuerdo a los criterios que se deseen (tales como distancias fijas o división en un determinado número de segmentos).

5) **Se debe tener especial precaución con la definición de las líneas de rotura.** Se recomienda modelizar los terraplenes de las vías de comunicación, en el caso de disponer de un MDT de alta resolución, dejando que la malla se genere a partir de los puntos del terreno puesto que éstos tendrán definición suficiente. Solamente en el caso de tener perfectamente definidas las cotas de dichas vías, éstas se podrán fijar como líneas de rotura suave. Esta misma recomendación se aplica al caso de los diques y motas de defensa de avenidas. En

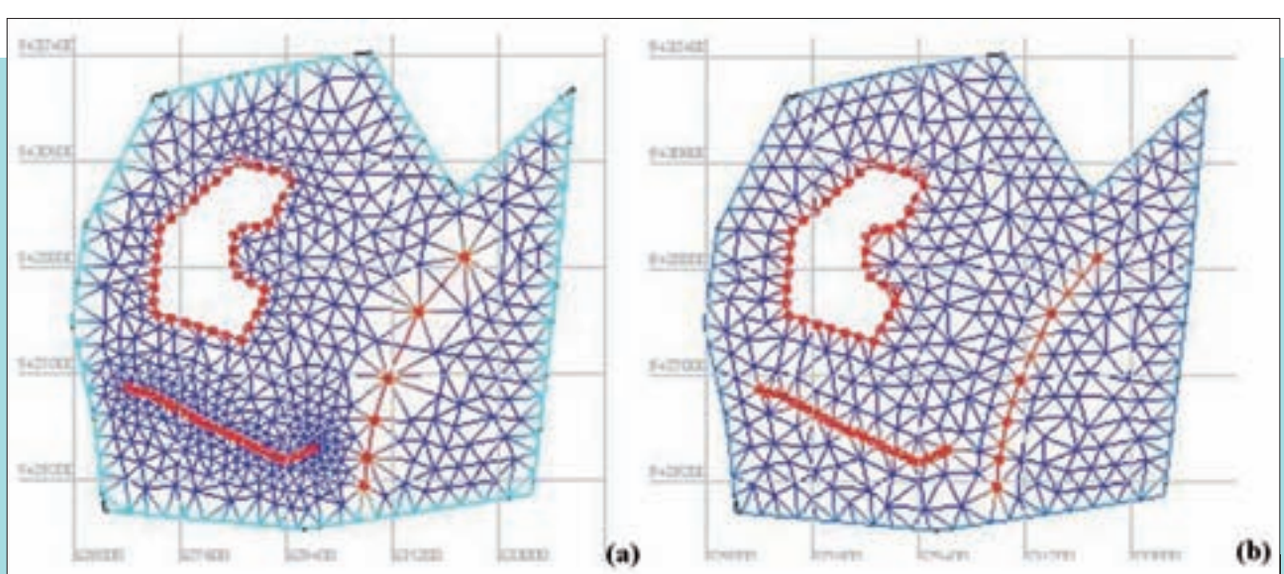


Figura 236. Efecto de las líneas de rotura sobre la generación de la malla, (a) rotura fuerte, (b) rotura suave (fuente: Manual de Referencia de Blue Kenue, 2009).

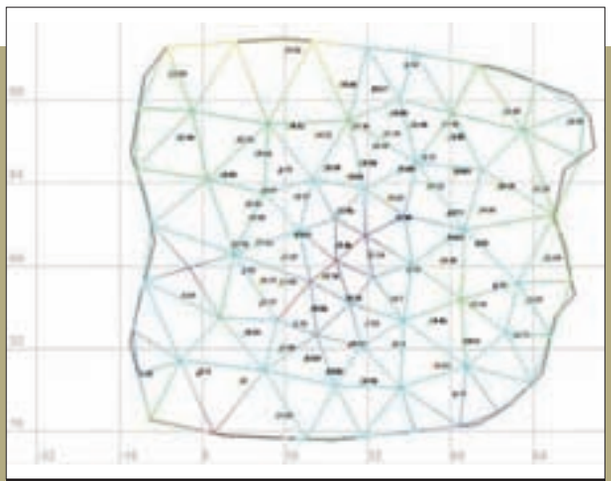


Figura 237. Generación de una malla a partir de los puntos de cota. Los colores de los lados de los triángulos representan su pendiente (de mayor, en rojo, a menor, en azul).

los casos en que las cotas de coronación de motas y terraplenes sean determinantes para la modelización hidráulica, se deberá recurrir a toda la información topográfica disponible (incluso a la toma de datos en campo) para poder definir dichas cotas en una línea de rotura suave. En el caso de los estribos y pilas de puentes, así como en el de los azudes, es recomendable utilizar los planos de dichas estructuras para la correspondiente definición como líneas de rotura fuerte.
En el caso del cauce, se definirá en planta a partir del análisis geomorfológico, obteniéndose un trazado al cual se le asignarán cotas mediante interpolación sobre el MDT. La línea así obtenida se fijará como línea de rotura suave. Sólo en aquellas zonas en las que existan en el cauce escarpes definidos o singularidades de interés especial, se procederá a su definición como líneas de rotura fuerte.

6) Una vez definidos el contorno, el terreno y las singularidades del dominio a estudiar, se procederá a la **generación de la submalla correspondiente**. Si se ha decidido no dividir el dominio espacial en distintas zonas, la generación de malla será un único proceso, sin necesidad, naturalmente, de unir varias submallas en un proceso ulterior. El proceso de generación de submallas consiste en la obtención de una serie de elementos triangulares, definidos por unos nodos, cuya cota resulta de la interpolación a partir de los puntos del terreno, y en los que la longitud de sus lados está definida por los parámetros fijados para dicha submalla. Conviene cerciorarse siempre de que el atributo en base al cual se realiza la malla sea la cota del terreno. Los resultados obtenidos serán tanto más precisos cuanto mayor sea la densidad de puntos utilizada. La Figura 237 muestra un ejemplo sencillo de generación de los elementos de una malla a partir de un conjunto de puntos distribuidos en el espacio.
La generación de la malla (o submalla) requiere la identificación de los parámetros de los elementos, tales como la relación de crecimiento de los lados, que define la relación máxima entre los lados de los elementos (este parámetro suele tomarse ligeramente superior a uno, lo que supone que los triángulos son prácticamente equiláteros, con lo que se evita la generación de elementos muy alongados), y la longitud del lado por defecto, que define la distancia entre nodos.

En aquellas zonas o subzonas en las que no existan elementos esenciales para el cálculo, o en las que estos elementos ya hayan sido tenidos en cuenta mediante las correspondientes líneas de rotura, puede determinarse el tamaño de malla más adecuado mediante el siguiente criterio: se comienza tanteando con una malla de escaso número de elementos (gran longitud de lado de los triángulos) y se realiza el cálculo para esta malla; se amplía el número de elementos de la malla reduciendo el tamaño del lado; se realiza el cálculo para esta nueva malla y se compara con el anterior. Si las diferencias entre uno y otro cálculo no son asumibles, se repite el proceso disminuyendo aún más el tamaño del lado; por el contrario, si se considera que el aumento de elementos no aporta un aumento de precisión apreciable, se puede realizar el cálculo con la malla de menor número de elementos ya que siempre conllevará menores tiempos de cálculo y menos requerimientos de memoria del ordenador.
En el caso de que por limitaciones informáticas no se pueda llegar al tamaño de malla óptimo y se tenga que trabajar con un tamaño superior, se debe calibrar la influencia de la rugosidad sobre los niveles de agua, a efectos de corregir, disminuyendo la rugosidad, las desviaciones que se pueden producir por esta causa.
Dependiendo del generador de malla utilizado se puede disponer de algunas opciones adicionales que permiten mejorar la configuración de la malla. Entre éstas puede ser útil, en algunos casos, el remuestreo del contorno que implica la generación de nuevos puntos en el mismo de tal forma que coincidan, bien con los puntos del terreno, bien con la longitud del lado de malla definida. Esta

operación, que a veces puede emplear un tiempo importante, no será necesaria si el contorno se aleja de las zonas de mayor interés en torno a dos o tres veces el lado máximo de la malla, dependiendo del número de puntos que lo compongan.

Una vez introducidos estos parámetros, se procede al cálculo de la malla, que llevará más o menos tiempo, dependiendo del número de nodos de la misma. La calidad de la malla resultante depende fundamentalmente de la densidad de puntos del terreno. En la evaluación de la calidad de la malla conseguida hay que tener en cuenta no sólo la configuración de triángulos obtenida si no también los errores derivados de la modelización de las cotas del terreno. Es decir, se puede obtener una malla con un aspecto "impecable" y, sin embargo, tener errores importantes en la interpolación de cotas debido, por ejemplo, a la realización de un remuestreo de puntos del MDT en el que no se hayan considerado adecuadamente las peculiaridades topográficas de la zona de estudio. Es por esto que resulta desaconsejable la realización de un remuestreo de la zona si éste no se efectúa con un algoritmo que permita identificar los puntos que conforman las particularidades de la misma. En el caso de que se vaya a llevar a cabo ese remuestreo es aconsejable contar con una topografía adicional de todos los elementos que van a influir en el flujo de las avenidas a modelizar y utilizar las herramientas de formación de la malla (líneas y puntos de rotura) para introducirlos en el proceso de generación. También, como ya se ha dicho, se recomienda la subdivisión del MDT en subzonas, de tal forma que se pueda evaluar en cada una de ellas los criterios más adecuados para la generación de cada submalla, procediendo posteriormente a la unión de las distintas submallas como fase final de la generación de la malla completa de cálculo.

La Figura 238 muestra un ejemplo de submalla generada en el cauce del río Nalón y su margen derecha, justo aguas abajo de la confluencia con el Narcea.

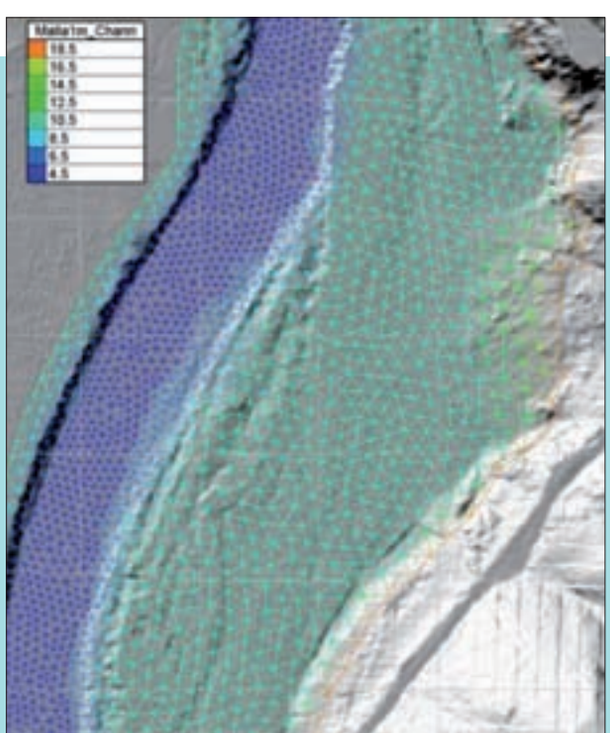


Figura 238. Submalla generada para la zona del cauce y la llanura de la margen derecha del tramo del río Nalón aguas abajo de la confluencia con el Narcea.

7) Una vez que se han generado las submallas en las distintas zonas en las que se ha dividido el modelo, se procederá a su **unión para formar la malla completa de cálculo**, que será la que se introduzca en el modelo hidráulico.

7.4.4. Control de calidad final de la malla de cálculo

Una vez generada la malla será necesario un control de la calidad final de la misma, que debería considerar los siguientes elementos:

- Dimensión de los elementos de la malla de cálculo: comprobar que la dimensión mínima de los elementos de la malla de cálculo sea suficientemente pequeña como para representar las irregularidades del terreno de la forma más precisa posible, permitiendo su simulación. Esta dimensión mínima debe justificarse según el equilibrio existente entre representatividad de los resultados y coste computacional.
- Error máximo en altura: verificar que en la elaboración de la malla de cálculo se ha considerado una tolerancia (error máximo) en altura que permita asegurar su representatividad.
- Representatividad de elementos condicionantes del flujo: verificar que la geometría del modelo incorpora elementos tales como carreteras, motas, etc., de forma que ésta represente todos los elementos que pueden condicionar el comportamiento del flujo con la información cartográfica disponible.

RECOMENDACIONES

Utilizar un modelo bidimensional compatible con un SIG.

•

Utilizar un modelo bidimensional capaz de resolver la ecuación de la onda dinámica.

•

El MDT con edificaciones es la base cartográfica óptima de partida para la construcción de la malla en aquellos casos en que existan en la zona inundable edificaciones dispersas o núcleos poblados poco densos.

•

La mayor dificultad a la hora de construir un modelo hidráulico bidimensional radica en alcanzar un equilibrio entre una malla lo suficientemente detallada, capaz de reproducir de manera precisa el terreno, y el tiempo de simulación que este grado de detalle implica.

•

Hay que tener en cuenta que, para que el modelo bidimensional sea estable, el intervalo de cálculo y el tamaño de la celda deben estar relacionados de tal manera que el número de Courant sea inferior a 1.

•

Con objeto de disminuir el número de elementos en aquellas zonas en las que no se exige una definición tan precisa del terreno, se recomienda el uso de mallas no estructuradas que incluyan elementos de área variable, de acuerdo con la necesidad de resolución en las distintas partes del cauce y la llanura a modelizar.

•

Emplear una malla obtenida a partir de los puntos del MDT mediante un programa específico de generación de mallas, con elementos lo más regulares posible y en la que se dé una transición progresiva entre elementos triangulares de menor a mayor superficie.

•

La utilización de una red triangular irregular (TIN) como malla de cálculo es una opción sencilla. Sin embargo, los triángulos obtenidos por los algoritmos implementados en los SIG para la generación de estas redes no suelen tener en cuenta criterios relacionados con la estabilidad numérica de la modelización hidráulica bidimensional, por lo que suelen proporcionar triángulos muy elongados. En el caso de emplear como malla de cálculo una red triangular irregular (TIN), se recomienda utilizar en su generación el criterio de Delaunay.

•

En estudios que exijan mucho detalle se recomienda, antes de generar la malla de cálculo, llevar a cabo un examen de las curvas de nivel derivadas del MDT, lo que permitirá analizar tanto la pendiente transversal de la zona inundable como la longitudinal del río, identificar el contorno del dominio de cálculo y diferenciar las distintas zonas que pueden ser objeto de submallas de distinta densidad o tamaño de los elementos.

•

Es muy importante comprobar que en el proceso de mallado se hayan representado adecuadamente las líneas esenciales para el cálculo (puntos y líneas de rotura suave o fuerte) o que, una vez realizado el mallado, éste se corrija teniendo en cuenta dichas líneas. Para esto, es necesario contar con información detallada y georreferenciada de las características de los puentes, azudes, motas y cualquier otra obra que afecte al flujo de las avenidas.

•

En aquellas zonas en las que no existan elementos esenciales para el cálculo o en las que estos elementos ya hayan sido tenidos en cuenta mediante las correspondientes líneas de rotura, puede determinarse el tamaño de malla más adecuado mediante tanteos, adoptando el mayor tamaño de malla que no suponga una pérdida de precisión apreciable.

7.5

Estimación de las pérdidas de carga

7.5.1. Pérdidas de carga por fricción

Es reconocida la importancia de la tensión tangencial debida al rozamiento con el contorno en la estimación de las variables hidráulicas, así como que la incertidumbre en su parametrización es una importante fuente de error en la modelización de un tramo de río. Las pérdidas de carga por fricción en el cauce están relacionadas fundamentalmente con la composición del material del lecho, puesto que lo normal es que sobre el cauce no esté desarrollado ningún tipo de uso del suelo y, en aquellos casos en que exista, con la vegetación acuática o riparia. En cambio, en las llanuras de inundación, el territorio suele estar ocupado por usos diversos, por lo que las pérdidas de carga por fricción vendrán dadas en función de éstos.
La fricción por rozamiento se suele expresar en función de un coeficiente, de acuerdo con las ecuaciones de la Tabla 53:

Tabla 53. Ecuaciones que definen la fricción por rozamiento según Chèzy, Manning y Darcy.

Autor	Expresión S_f
Chèzy	$S_f = \frac{V^2}{C^2 R}$
Manning	$S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$
Darcy	$S_f = \frac{f V^2}{8 R g}$

Siendo:

- S_f la pendiente de fricción
- V la velocidad del flujo en la sección
- R el radio hidráulico
- C el coeficiente de Chèzy
- n el número de Manning
- f el coeficiente de resistencia de Darcy-Weisbach

Dado que la tensión tangencial τ_0 en el perímetro mojado de la sección viene dada por la siguiente expresión:

$$\tau_0 = \gamma R S_f$$

Donde:

- γ es el peso específico del agua

Las ecuaciones de la Tabla 53 y, por tanto, los respectivos coeficientes de fricción, quedan relacionados según la expresión:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = \sqrt{\frac{8g}{f}}$$

La mayoría de los modelos utiliza la fórmula de Manning para el cálculo de las pérdidas por rozamiento.
En los modelos bidimensionales, la pendiente de fricción se descompone según las ecuaciones:

$$S_{f_x} = \frac{u\sqrt{u^2+v^2}\, n^2}{h^{4/3}}$$

$$S_{f_y} = \frac{v\sqrt{u^2+v^2}\, n^2}{h^{4/3}}$$

Donde:

- u y v son las componentes de la velocidad
- h es el calado
- n es el número de Manning en el punto de cálculo

La validez de la fórmula de Manning ha sido, y es, objeto de gran debate en la literatura, especialmente a medida que se dispone de mayor cantidad de datos en cauces para su análisis. Como los modelos hidráulicos siguen utilizando esta fórmula para la estimación de las pérdidas de carga por fricción, la parametrización de la rugosidad sigue realizándose según los valores de n. En el caso de la parametrización de la rugosidad en el cauce, ésta viene determinada principalmente por su geometría, su pendiente y su granulometría. Para la determinación de la rugosidad en cauces

existen gran cantidad de fórmulas, tanto relativas a la relación de la velocidad con los coeficientes de rugosidad, como a la formulación de las pérdidas de carga por fricción. En esta guía se presentan algunas de las formulaciones más conocidas, así como recomendaciones para asignar la rugosidad a los distintos tramos del cauce en que se divide la zona de estudio. En el caso de la parametrización de la rugosidad en la llanura de inundación, el valor de n viene condicionado, fundamentalmente, por los usos del suelo, por lo que se necesitará disponer de información sobre los mismos y su evolución en la zona de estudio.

El objetivo es caracterizar el valor de la rugosidad en una serie de polígonos definidos en la zona de estudio. Por un lado se tendrán los polígonos de usos del suelo en la zona inundable, y por otro lado los polígonos correspondientes a distintos tramos a lo largo del cauce. Los polígonos de usos del suelo se obtendrán a partir de la información más reciente y más detallada disponible, siendo la del Sistema de Información de Ocupación del Suelo de España (SIOSE) y el CORINE LAND COVER 2000-2006 las bases a utilizar a falta de otra información de mayor detalle. Además, será necesaria la información de cambios de uso del suelo en los casos en los que la modelización hidráulica así lo requiera. Los polígonos del cauce se corresponderán con lo definido en el análisis histórico y geomorfológico. Los distintos tramos a lo largo del cauce se identificarán en función de las características geométricas de las secciones transversales, la pendiente, y la composición del lecho y las márgenes, en términos del tamaño de los sedimentos y del tipo de vegetación.

La caracterización de la rugosidad requiere, por tanto, el conocimiento de la vegetación presente en la llanura de inundación y en el cauce. En la llanura de inundación, a partir de los polígonos de usos del suelo, se pueden identificar los polígonos con vegetación y asignarles un valor de rugosidad en función del tipo y de la densidad de la misma, la cual se podrá determinar mediante observaciones realizadas en visitas a campo y mediante la información cartográfica disponible. En el cauce, la vegetación tiene una influencia considerable en las pérdidas de carga por fricción. Generalmente, en el cauce se identifican zonas de vegetación continua cuya contribución a la rugosidad total se puede estimar a partir de tablas o en función de las características de la misma (densidad, rigidez de los tallos, etc.). Para poder tener en cuenta las pérdidas de carga debidas a la vegetación del cauce será necesario diferenciar en el cauce los polígonos correspondientes a la misma.

Es importante tener en cuenta el sistema de unidades de medida del coeficiente de rugosidad de Manning. El factor de conversión sigue la siguiente ecuación:

$$n\,(E) = 1{,}49\ n\,(SI)$$

Donde:

-n (E): es el número de Manning en el sistema anglosajón de unidades de medida.

-n (SI): es el número de Manning en las unidades del SI ($s/m^{1/3}$).

RECOMENDACIONES

La rugosidad en la llanura de inundación viene condicionada fundamentalmente por los usos del suelo, por lo que se necesitará disponer de información sobre los distintos usos del suelo y su evolución en la zona de estudio.

La información sobre la rugosidad se obtendrá en forma de polígonos. Por un lado, se tendrán los polígonos de usos del suelo en la zona inundable, y por otro lado, los polígonos correspondientes a distintos tramos a lo largo del cauce.

Los polígonos de usos del suelo se obtendrán a partir de la información más reciente y más detallada disponible, siendo la del Sistema de Información de Ocupación del Suelo de España (SIOSE) y el CORINE LAND COVER 2000-2006 las bases a utilizar a falta de otra información de mayor detalle.

Los polígonos del cauce se corresponderán con lo definido en el análisis histórico y geomorfológico, identificando los distintos tramos a lo largo del cauce en función de las características geométricas de las secciones transversales, la pendiente y la composición del lecho y las márgenes, en términos del tamaño de los sedimentos y el tipo de vegetación.

7.5.1.1. Rugosidad en la llanura de inundación

Como ya se ha comentado, la rugosidad en la llanura de inundación depende fundamentalmente de los usos del suelo presentes en la misma. En la literatura se puede encontrar un amplio repertorio de estimaciones de los coeficientes de rugosidad en función de la actividad desarrollada sobre la zona inundable. Estas estimaciones están referidas normalmente al número de Manning y, por lo general, toman valores que pueden variar dentro de unos rangos.

La información relativa a los usos del suelo debe ser representada cartográficamente de tal forma que se puedan asignar los valores del coeficiente de rugosidad a los polígonos que definen los usos. Es importante tener en cuenta la fecha para la cual se definen los usos del suelo, ya que las variaciones en los mismos pueden afectar a la rugosidad. La ortofoto suministrada con el modelo digital del terreno (MDT) del LIDAR permite identificar y definir los usos del suelo en el momento en que fue tomada.

Como información de partida sobre los usos del suelo se recomienda la utilización del Sistema de Información de Ocupación del Suelo en España (SIOSE) llevado a cabo por el Instituto Geográfico Nacional (IGN). Se trata de una capa de información en formato SIG que ofrece una delimitación muy exacta de los polígonos de ocupación del suelo a escala 1:25.000. Las posibles ocupaciones del suelo vienen dadas por una clasificación de usos simples (cuando éstos sean únicos en el polígono) y compuestos (cuando éstos se encuentren formados por dos o más usos simples y/o compuestos a su vez) que pueden llevar atributos asociados. En función del tipo de combinación, el uso compuesto será asociación o mosaico. La asociación es la combinación de usos que se encuentran entremezclados sin distribución geométrica ordenada. El mosaico es la combinación de usos cuya distribución geométrica y separación entre ellos es claramente perceptible.

En el caso de no disponer del SIOSE podría utilizarse la información proporcionada por el proyecto europeo CORINE LAND COVER cuya última versión se basa en información del año 2006 (CLC2006). Esta cartografía está realizada a escala 1:100.000 y agrupa los usos del suelo en cuatro grandes grupos, que corresponden a:

a) Zonas artificiales

b) Zonas agrícolas

c) Bosques y áreas seminaturales

d) Zonas húmedas y superficies de agua

A pesar de su escala, los polígonos definidos en el CLC suelen encajar bastante bien, en líneas generales, con los usos del suelo que se identifican en la ortofoto, aunque en ocasiones pueden darse discrepancias debidas a posibles cambios con el tiempo, a errores en la delimitación o a errores en la definición del CLC. En estos casos, será necesario delimitar nuevos polígonos, o modificar los ya existentes, de tal forma que los usos del suelo de la ortofoto queden bien reflejados.

Del análisis comparativo entre el SIOSE y el CLC se desprende que la información recogida por el SIOSE tiene una mejor resolución, un mayor detalle y está más actualizada. Sin embargo, la clasificación de usos del suelo del CLC2000 es más detallada a la hora de definir las zonas agrícolas, bosques y áreas seminaturales.

Las ediciones del CLC de los años 2000 y 2006 (CLC2000 y CLC2006) incluyen información sobre polígonos de cambio de uso del suelo con respecto a la edición anterior (la de 1990 en el caso del CLC2000 y la del 2000 en el caso del CLC2006). Es aconsejable examinar si en la zona de estudio se han producido cambios con el objeto de poder tenerlos en cuenta, en caso necesario, en la modelización hidráulica.

Asimismo, se recomienda el estudio en detalle de las fotografías existentes sobre las avenidas históricas documentadas que vayan a ser utilizadas en la fase de calibración del modelo hidráulico, con objeto de identificar las posibles diferencias en los usos del suelo respecto a la situación actual.

La Figura 239 muestra un ejemplo de cambio de uso detectado en una rambla mediterránea a partir de la capa de polígonos de cambio del CLC2000. Sobre el polígono se indica un uso de regadío en el año 1990 y otro de suelo urbano en el año 2000. Se representa el polígono de cambio sobre la planimetría de la base cartográfica nacional del Instituto Geográfico Nacional (IGN) a escala 1:25.000 (BCN25) en la que no se aprecian las construcciones correspondientes al uso urbano (a) y se resalta el polígono sobre la ortofotografía de la misma zona, en la que sí se identifica la zona urbana (posterior al año 2000).

El modelo digital de superficies (MDS) del LIDAR puede servir también como fuente de información a la hora de definir los usos del suelo ya que sobre él se pueden distinguir las edificaciones, las vías de comunicación, los elementos singulares, etc. En este sentido, la comparación del MDS con una planimetría, tal como la procedente del BCN25, facilita la identificación de posibles cambios de uso del suelo.

Figura 239. Polígono de cambio de uso del suelo (de regadío a uso urbano) sobre la planimetría del BCN25 (a) y sobre ortofoto (b).

En el proceso de elaboración de esta guía se ha llevado a cabo la asignación de un coeficiente de rugosidad de Manning orientativo a los usos del suelo del SIOSE y del CLC2000 (se ha elegido este último ya que su clasificación de usos tiene mayor detalle que la versión más actualizada del 2006) (ver anejo V). Es importante tener en cuenta que pueden darse variaciones de los valores asignados en torno a un 5-10%. Estas variaciones principalmente se deberán a la densidad de la vegetación y de las edificaciones, de manera que en zonas con bajas densidades puede ser necesario reducir los valores asignados de forma orientativa. Es posible estimar la densidad de la vegetación y de las edificaciones a partir de:

- La ortofoto y el MDS del LIDAR (para la estimación de la densidad de la vegetación)
- La ortofoto y el MDS del LIDAR y la planimetría disponible (para la estimación de la densidad de las edificaciones)

En caso necesario, se podrán realizar salidas de campo para mejorar la estimación de la densidad de la vegetación.
El valor del coeficiente de rugosidad de Manning en el caso de los usos compuestos de tipo mosaico (regular e irregular) y de las asociaciones del SIOSE, se obtendrá como media de los números de Manning correspondientes a los usos simples que los integran ponderados según los porcentajes de superficie en los que están presentes.
Por lo general, se aconseja realizar la modelización hidráulica en base a la información más reciente sobre usos del suelo en el tramo de estudio, a menos que se tenga información suficiente como para plantear un escenario diferente. Por otra parte, durante el proceso de calibración del modelo hidráulico, puede ser de interés simular una avenida ocurrida en el pasado cuando el escenario de usos del suelo era diferente. En la medida de lo posible, se procederá a la modelización hidráulica de los caudales de la avenida bajo dicho escenario.
Como resumen de lo hasta ahora expuesto para la asignación de la rugosidad en la llanura de inundación, se recomienda:

- Superponer los polígonos del SIOSE con las herramientas de los SIG o, en su defecto, del CLC sobre la ortofoto suministrada con el MDT del LIDAR
- Rectificar los polígonos de usos del suelo en caso necesario
- Asignar valores del coeficiente de rugosidad de Manning a los polígonos de usos del suelo tomando como punto de partida los valores de la Tabla 1 del anejo V o los que se consideren más adecuados en función de las características propias de la zona
- Revisar los valores del coeficiente de rugosidad de Manning en función de la densidad de la vegetación o de las edificaciones en la zona de estudio

La capa de polígonos de usos del suelo con sus correspondientes valores del coeficiente de rugosidad de Manning se puede introducir como una capa adicional de información en algunos modelos, de tal forma que los valores de la rugosidad se incorporen automáticamente al modelo. En esta capa habrá que incluir también los

polígonos correspondientes al cauce. En la Figura 240 se muestran los usos del suelo identificados, a partir de la cartografía del CLC2000, en el estudio piloto del tramo bajo del río Nalón y los valores del coeficiente de rugosidad de Manning asignados.

Tabla 54. Usos del suelo identificados a partir de la cartografía del CLC2000 y valores del coeficiente de rugosidad de Manning asignados.

Usos del suelo a partir del CLC	Coeficiente de rugosidad de Manning	Leyenda
Zonas de secano	0,04	
Zonas forestales	0,07	
Zonas urbanas	0,1	
Praderas	0,035	

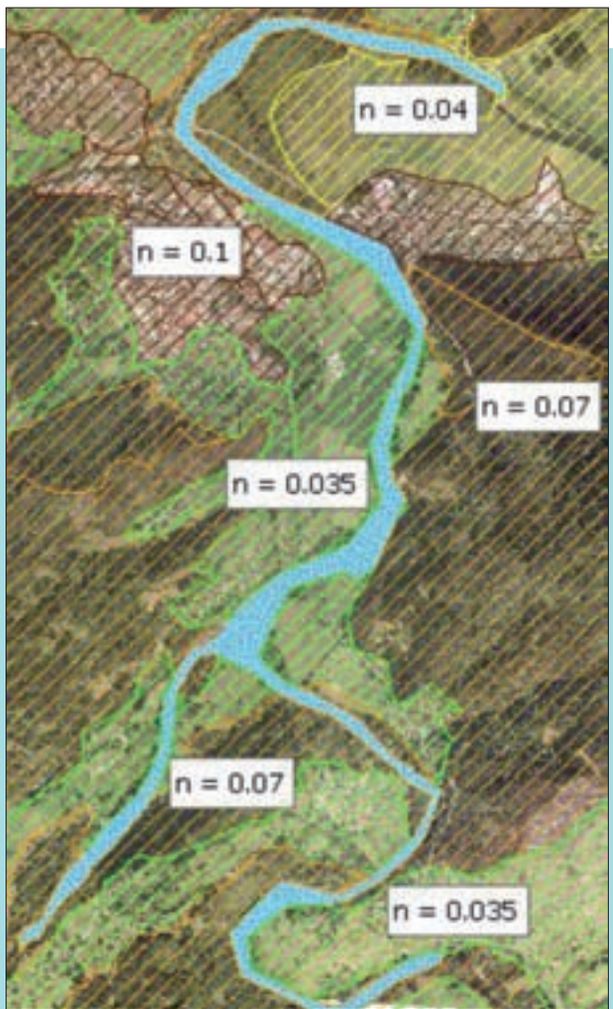


Figura 240. Asignación del coeficiente de rugosidad de Manning en la llanura de inundación (ver leyenda en Tabla 54) y delimitación del polígono del cauce (polígono azul).

RECOMENDACIONES

La información relativa a los usos del suelo debe ser representada cartográficamente de tal forma que se puedan asignar los valores del coeficiente de rugosidad a los polígonos que definen los usos.

La ortofoto suministrada con el modelo digital del terreno (MDT) del LIDAR permite identificar y definir los usos del suelo en el momento en que fue tomada. Como información de partida sobre los usos del suelo, se recomienda la utilización del Sistema de Información de Ocupación del Suelo en España (SIOSE) llevado a cabo por el Instituto Geográfico Nacional (IGN). Se trata de una capa de información en formato SIG que ofrece una delimitación muy exacta de los polígonos de ocupación del suelo a escala 1:25.000. En el caso de no disponer del SIOSE, podría utilizarse la información proporcionada por el proyecto europeo CORINE LAND COVER cuya última versión se basa en información del año 2006 (CLC2006).

La información recogida por el SIOSE tiene una mejor resolución, un mayor detalle y está más actualizada que la del CLC. »

A pesar de su escala, los polígonos definidos en el CLC suelen encajar bastante bien, en líneas generales, con los usos del suelo que se identifican en la ortofoto, aunque, en ocasiones, pueden darse discrepancias debidas a posibles cambios de uso del suelo, a errores en la delimitación, o a errores en la definición de usos del CLC. En estos casos, será necesario delimitar nuevos polígonos, o modificar los ya existentes, de tal forma que los usos del suelo de la ortofoto queden bien reflejados.

El modelo digital de elevaciones (MDE) del LIDAR puede servir también como fuente de información a la hora de definir los usos del suelo, ya que sobre él se pueden distinguir las edificaciones, las vías de comunicación, los elementos singulares, etc.

En el proceso de elaboración de esta guía, se ha llevado a cabo la asignación de un coeficiente de rugosidad de Manning orientativo a los usos del suelo del SIOSE y del CLC2000 (Tabla 1 del anejo V). Estos valores se pueden tomar como punto de partida a la hora de definir la rugosidad, siempre teniendo en cuenta que se pueden dar variaciones en torno a los mismos de un 5-10%.

Por lo general, se aconseja realizar la modelización hidráulica en base a la información más reciente sobre usos del suelo en el tramo de estudio, a menos que se tenga información suficiente como para plantear un escenario diferente de usos del suelo.

Los pasos a seguir en esta fase de la modelización hidráulica son:

- Con las herramientas de los sistemas de información geográfica (SIG) superponer los polígonos del SIOSE o, en su defecto, del CLC, sobre la ortofoto suministrada con el MDT del LIDAR.
- Rectificar los polígonos en caso necesario.
- Asignar valores del coeficiente de rugosidad de Manning a los polígonos de usos del suelo tomando como punto de partida los valores de la Tabla 1 del anejo V, o los que se consideren más adecuados, en función de las características propias de la zona. El valor del coeficiente de rugosidad de Manning, en el caso de los usos compuestos de tipo mosaico (regular e irregular) y de las asociaciones del SIOSE, se obtendrá como media de los números de Manning correspondientes a los usos simples que los integran ponderados según los porcentajes de superficie en los que están presentes.
- Revisar los valores del coeficiente de rugosidad de Manning en función de la densidad de la vegetación o de las edificaciones en la zona de estudio.

7.5.1.2. Rugosidad en el cauce

Los valores de los coeficientes de fricción en el cauce vienen dados por la resistencia al flujo ejercida por los sedimentos que conforman el lecho y las márgenes del río y por la vegetación. Existe una gran variedad de métodos para estimar coeficientes de fricción que han sido obtenidos a partir de experimentos con modelos reducidos o prototipos que simulan distintas configuraciones del cauce. Como se ha visto anteriormente, el uso de la fórmula de Manning, que relaciona la velocidad del flujo con el coeficiente de fricción o rugosidad, está muy generalizado en la modelización hidráulica. La rugosidad en el cauce, no puede estimarse solo con la información sobre usos del suelo, ya que en su valor también influye por ejemplo, la granulometría del lecho, la vegetación, etc. De esta forma, es necesario estimarlo y siempre que sea posible, calibrarlo en base a datos reales de flujo de caudales.

Entre los posibles procedimientos a aplicar se encuentra el método de Cowan, expuesto en el Anejo VI. En caso de no disponer de información suficiente para aplicarlo, se puede recurrir procedimientos más sencillos, como la consulta de referencias fotográficas de cauces calibrados, (USGS, 1967).

A continuación, se expone un procedimiento para estimar el número de Manning básico (nb) en base a la granulometría que deberá ser ajustado posteriormente con la vegetación, para la cual puede ser útil la información proporcionada por las ortofotos del PNOA, LIDAR, SIOSE y el CLC, incluso con visitas a campo.

Método para estimar n_b basado en la granulometría

Existe una gran variedad de ecuaciones que relacionan el número de Manning con algún valor característico de la granulometría del cauce. La rugosidad n_b está relacionada con la granulometría a través de la velocidad que desarrolla el flujo. La velocidad del flujo, en la práctica totalidad de los cauces naturales, es tal que permite el desarrollo de un régimen turbulento rugoso, para el cual el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach se relaciona con las características físicas del cauce mediante la ecuación de Colebrook-White (Colebrook y White, 1937):

$$\frac{1}{\sqrt{f}}=2,03\cdot\log_{10}\left(\frac{14,83\cdot R}{k}\right)$$

Donde:

- f es el coeficiente de resistencia de Darcy-Weisbach
- R es el radio hidráulico (m)
- k es la rugosidad del lecho en función de su granulometría

La rugosidad del lecho, k, se puede expresar en función de su granulometría como:

$$k=\alpha\cdot D$$

Donde:

- α es una constante
- D es un diámetro representativo de la granulometría

El valor del diámetro D suele seleccionarse de tal forma que el x% de las partículas que forman el lecho tenga un tamaño inferior (d_x).
En la Tabla 55 se muestran los valores de la constante α según diversos autores.
A partir de la ecuación de Colebrook-White y de la ecuación de Darcy (ver Tabla 53) se obtiene la siguiente expresión para la velocidad:

$$v=\sqrt{32,96\cdot g\cdot R\cdot S}\log_{10}\left(\frac{14,83\cdot R}{k}\right)$$

Donde:

- S es la pendiente
- g es la aceleración de la gravedad (m/s^2)

Esta ecuación puede generalizarse para dar lugar a la ecuación de la velocidad en régimen turbulento rugoso:

Tabla 55. Valores de α en función de la granulometría según diversos autores (fuente: Chie, 2002 y Bettess, 1999).

Estadístico de granulometría	Valores de α	Autores
d_{50}	1,0	Keulegan, 1938
d_{84}	2,8	Limerinos, 1970
	3,5	Hey, 1979 y Bray, 1979
	3,0	Bathurst, 1985

Tabla 56. Valores de los coeficientes φ y λ de la ecuación de la velocidad en régimen turbulento rugoso según autores, y valores del diámetro d_{84} (m) para los que son válidos (fuente: Bettess, 1999 y López y Barragán, 2003).

Autores	φ	λ	d_{84} (m)
Limerinos, 1970	31,9	11,4	
Keulegan, 1938	33,06	12,2	
Bray, 1979	37,32	11,49	0,13 - 0,29
Hey, 1979	31,6	12,95 - 15,70	0,14 - 0,20
Bathurst, 1985	31,6	15,44	0,11 - 0,74

$$v=\sqrt{\varphi\cdot g\cdot R\cdot S}\ \log_{10}\left(\frac{\lambda\cdot R}{k}\right)$$

Siendo φ y λ coeficientes que varían con la granulometría, como se recoge en la Tabla 56.
Se ha de tener en cuenta que los coeficientes propuestos por Bathurst son de aplicación exclusiva para ríos de montaña, con pendientes comprendidas entre 0,4 y 4% y con una granulometría predominantemente de bolos caracterizada por una relación de submergencia dada por h / d_{84} < 5, donde h es el calado.
Si se conocen las características granulométricas del tramo de estudio se pueden utilizar las expresiones anteriores, que son ampliamente conocidas en la práctica fluvial, para la estimación de la velocidad. Despejando la velocidad de la ecuación de velocidad en régimen turbulento rugoso y de la fórmula de Manning, se puede obtener el valor del coeficiente de rugosidad n_b.

$$\frac{1}{n}=R^{-1/6}\left(\varphi\cdot g\right)^{1/2}\log_{10}\left(\frac{\lambda\cdot R}{k}\right)$$

Donde:

- n es el número de Manning que coincide con la rugosidad base n_b

Se recomienda el cálculo de la velocidad en diversas secciones del tramo, con el fin de analizar la influencia sobre la rugosidad de los distintos valores del radio hidráulico (R) a lo largo del río.
En el estudio piloto realizado en la desembocadura del río Palancia se han aplicado los coeficientes propuestos por Bray, suponiendo que la granulometría media para el percentil 84 es de 200 mm, y se han obtenido los valores de rugosidad n_b mostrados en la Tabla 57.

Tabla 57. Valores de la rugosidad base del cauce en la desembocadura del Palancia, según el método basado en la granulometría.

Sección	Cauce bifurcado		Cauce único	Cauce bifurcado		Cauce único
	R_{izq}	R_{der}	R	$n_{b,izq}$	$n_{b,der}$	n_b
2519,683			2,16			0,0368
1779,256			0,76			0,0429
516,0959	1,14	0,95		0,0399	0,0411	
369,9659	0,66	0,61		0,0443	0,0451	

RECOMENDACIONES

En una primera aproximación se pueden considerar las tablas de asignación de número de Manning a los usos del SIOSE y del CLC2000.

Es conveniente aplicar un método cuantitativo para la estimación de la rugosidad del cauce en función de la granulometría del lecho, ajustado después en función de la vegetación de cauce y riberas, como el método de Cowan, cuando la información disponible lo permita.

7.5.2. Pérdidas de carga por contracción y expansión

En la modelización hidráulica unidimensional se han de tener en cuenta las pérdidas de carga por cambios en la dirección del flujo, asociadas a la contracción y expansión del mismo en estrechamientos o ensanchamientos bruscos de la llanura de inundación, en la entrada y salida del flujo en puentes, etc., y que se pueden calcular mediante la siguiente expresión:

$$\Delta H = k \cdot \left[\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right]$$

Donde:

- ΔH es la pérdida de energía entre las secciones 1 y 2
- k es el coeficiente de pérdidas por contracción o expansión
- V_1 y V_2 son las velocidades medias en las secciones 1 y 2
- g es la aceleración de la gravedad

En el caso de los puentes, como ya se ha indicado en apartados anteriores, es necesario que las secciones transversales que definen la geometría en su entorno estén dispuestas de tal forma que abarquen las zonas aguas arriba y aguas abajo en las que se producen los fenómenos de contracción y expansión del flujo. La contracción se produce entre las secciones 4 y 3, y la expansión entre las secciones 2 y 1 (ver Figura 220).
Para que el modelo pueda calcular la pérdida de carga debida a estos fenómenos, es necesario proporcionarle unos coeficientes de contracción y expansión. En el caso de emplear el modelo HEC-RAS en régimen lento, se pueden utilizar los valores característicos de estos coeficientes expuestos en la Tabla 58, según el tipo de transición existente entre las secciones.

Tabla 58. Valores característicos de los coeficientes de contracción y expansión para modelización hidráulica en régimen lento (fuente: USACE, 2008).

Tipo de transición entre secciones	Coeficiente de contracción	Coeficiente de expansión
Transiciones graduales	0,1	0,3
Secciones típicas de puentes	0,3	0,5
Transiciones abruptas	0,6	0,8

RECOMENDACIONES

En la modelización hidráulica unidimensional se han de tener en cuenta las pérdidas de carga por cambios en la dirección del flujo, asociadas a la contracción y expansión del mismo en estrechamientos o ensanchamientos bruscos de la llanura de inundación, en la entrada y salida del flujo en puentes, etc.

Si fuera necesario modelizar con la presencia de puentes, es preciso que las secciones transversales que definen la geometría en su entorno estén dispuestas de tal forma que abarquen las zonas aguas arriba y aguas abajo en las que se producen los fenómenos de contracción y expansión del flujo.

En el caso de emplear el modelo HEC-RAS en régimen lento, se pueden utilizar los valores característicos de los coeficientes expuestos en la Tabla 58.

7.6

Condiciones de contorno y condición inicial

7.6.1. Condiciones de contorno

La resolución de cualquier sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales (SEDP), pasa por la imposición de unas condiciones en el contorno del problema, y una condición en el instante inicial, a partir de las cuales se calculan todos los demás valores de las variables. En particular, las ecuaciones de Saint-Venant forman un SEDP hiperbólico y no lineal, que escrito en notación matricial, tiene la forma de la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial U}{\partial t}+\sum_{i=1}^{n} A_i \frac{\partial U}{\partial x_i}=H$$

Donde

- $U(x,t) = (u_1(x,t),\ldots,u_m(x,t))$ es el vector de m componentes de variables dependientes
- $x = (x_1,\ldots,x_n)$ es el vector de variables independientes de n componentes
- A_i y H son matrices mxm que en general dependen de U, x, t y de $\frac{\partial U}{\partial x_i}$

Los sistemas de ecuaciones hiperbólicos tienen un comportamiento especial relacionado con la velocidad con que la información se propaga a través del dominio de estudio (celeridad o velocidad de onda) que se recoge en la teoría de las características.

Las características son un conjunto de direcciones privilegiadas, líneas en el espacio x, t en el caso unidimensional y superficies en el espacio x, y, t en el caso bidimensional, en las que el sistema de ecuaciones diferenciales se simplifica de manera considerable. En el caso unidimensional, el sistema de dos ecuaciones en derivadas parciales original se puede sustituir, según las líneas características, por otro sistema de dos ecuaciones diferenciales en derivadas totales. En el caso bidimensional, las superficies características permiten reducir el sistema original a un nuevo sistema de ecuaciones con una variable independiente menos.

La teoría de las características pone de manifiesto una serie de propiedades analíticas que deben cumplir las soluciones de sistemas hiperbólicos, tanto continuas como discontinuas, y que son fundamentales a la hora de desarrollar esquemas numéricos. Quizá el ejemplo más conocido es el caso de los invariantes o cuasi-invariantes de Riemann, en el cual unas magnitudes se mantienen constantes sobre las características cuando el término independiente de las ecuaciones originales es nulo y cuyo estudio facilita enormemente la interpretación física del sistema de ecuaciones.

El estudio de las características permite conocer, además del dominio de dependencia y la zona de influencia de un punto del tramo de estudio en un instante, el número de condiciones de contorno que se deben dar en cada instante en el extremo aguas arriba y aguas abajo del tramo de estudio dependiendo del tipo de flujo, y también cómo se

propagan ciertas ondas sencillas en un canal a lo largo del tiempo.

En general, las características son superficies que, en el caso unidimensional, se reducen a dos líneas por cada punto del dominio.

En la resolución de un sistema hiperbólico, como las ecuaciones de Saint-Venant en forma conservativa, el número de condiciones de contorno que se pueden imponer es igual al número de características entrantes en el contorno. La Tabla 59 recoge las distintas posibilidades para imponer las condiciones de contorno en cada extremo en función del régimen hidráulico en el caso de una modelización unidimensional.

Para cada punto P del contorno, las condiciones a imponer se pueden expresar de manera gráfica según la Figura 241.

Para el caso en dos dimensiones, al igual que en el caso unidimensional, se obtiene un sistema de ecuaciones sobre las superficies características equivalente al original a partir de la combinación lineal de las ecuaciones de Saint-Venant que sólo contiene derivadas a lo largo de las direcciones de las superficies características. A las nuevas ecuaciones se las denomina condiciones de compatibilidad y son especialmente útiles para formular las condiciones de contorno necesarias en los esquemas numéricos de resolución de las ecuaciones bidimensionales.

Tabla 59. Condiciones de contorno para la modelización unidimensional (fuente: Bladé i Castellet, 2005).

Caso	Nº de características salientes	Nº de condiciones a imponer
Entrada en rég. rápido	0	2
Entrada en rég. lento	1	1
Salida en rég. lento	1	1
Salida en rég. rápido	2	0

Extremo	Régimen hidráulico	Condición impuesta
Entrada	Rápido	Caudal y calado
		Velocidad y calado
	Lento	Caudal
		Velocidad
		Calado
Salida	Lento	Caudal
		Velocidad
		Calado
		Curva de gasto
	Rápido	-

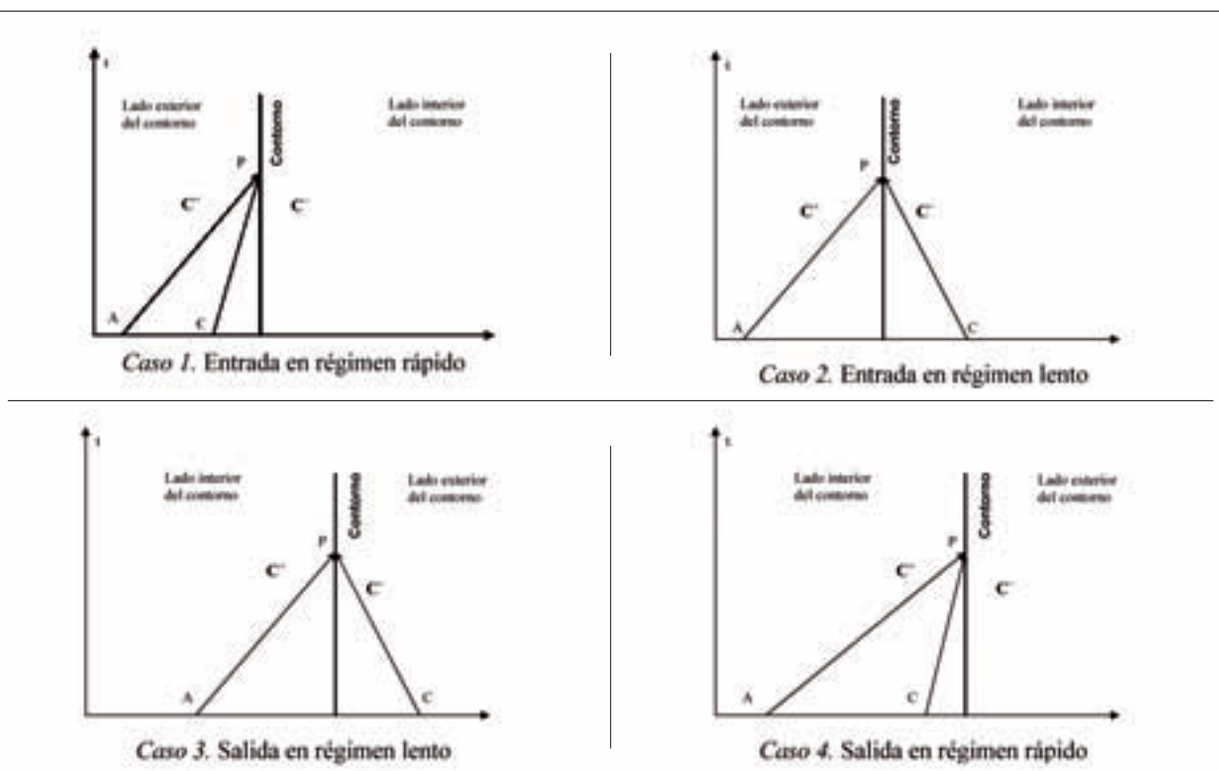


Figura 241. Representación gráfica de las líneas características en el contorno (fuente: Bladé i Castellet, 2005).

La Tabla 60 muestra las distintas posibilidades para imponer las condiciones de contorno en cada extremo del tramo en función del régimen hidráulico.
Como se observa en las Tablas 59 y 60, la condición de entrada siempre está relacionada con el caudal y en régimen rápido será necesario añadir otra variable hidráulica. En régimen lento, la condición a imponer en el extremo aguas abajo suele estar relacionada con una variable hidráulica, tal como la velocidad o el calado.
Cuando no se disponga de información fiable sobre las condiciones de contorno a imponer en el modelo y éstas tengan que ser estimadas, se tendrá en cuenta que los resultados de la modelización hidráulica podrán diferir de la situación real en las inmediaciones de los contornos del modelo. La longitud del modelo que se ve afectada por estas discrepancias se puede denominar como longitud de acomodación y variará en función de las características del tramo de estudio y las condiciones de contorno impuestas. Cuando son dos las condiciones de contorno a imponer, habrá dos longitudes de acomodación y se deberá tener en cuenta la mayor de las dos longitudes. La longitud de acomodación a considerar dependerá de las circunstancias concretas de cada caso (más adelante se dan indicaciones para determinarla en el caso de imponer la condición de contorno a partir de una estimación del calado en régimen uniforme) pero, en general, se recomienda adoptar como mínimo una longitud del orden de una vez el ancho de la llanura de inundación.
A continuación, se expone un ejemplo de cómo varía la cota de la lámina de agua en función de las condiciones de contorno impuestas aguas abajo en una modelización unidimensional en régimen lento. En la Figura 242 se observan las discrepancias en los niveles de la lámina de agua debidas a la afección de las condiciones de contorno. Estas discrepancias van disminuyendo hacia aguas arriba hasta un punto en el cual desaparecen y los niveles de la lámina de agua aguas arriba de este punto ya no se ven afectados por la condición de contorno y pueden considerarse

Tabla 60. Condiciones de contorno para la modelización bidimensional (fuente: Bladé i Castellet, 2005).

Caso	Nº de condiciones de compatibilidad	Nº de condiciones a imponer
Entrada en rég. rápido	0	3
Entrada en rég. lento	1	2
Salida en rég. lento	2	1
Salida en rég. rápido	3	0
Pared material	2	1

Extremo	Régimen hidráulico	Condición impuesta en el contorno
Entrada	Rápido	Calado y componentes tangencial y normal de la velocidad
		Calado y caudal unitario según las direcciones normal y tangente
	Lento	Componentes tangencial y normal de la velocidad
		Caudal unitario según las direcciones normal y tangente
		Calado y componente tangencial de la velocidad
Salida	Lento	Calado
		Componente normal de la velocidad
		Caudal unitario según la dirección normal
		Curva de gasto
	Rápido	-
Pared material		

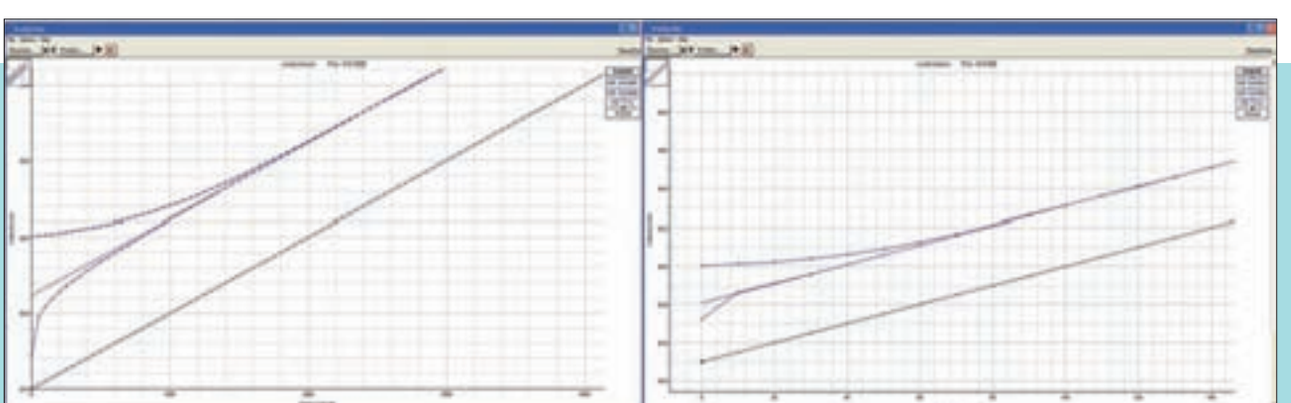


Figura 242. Sensibilidad de la cota de la lámina de agua a la imposición de la condición de contorno de salida y longitudes de acomodación para pendiente pequeña (izquierda) y pendiente grande (derecha).

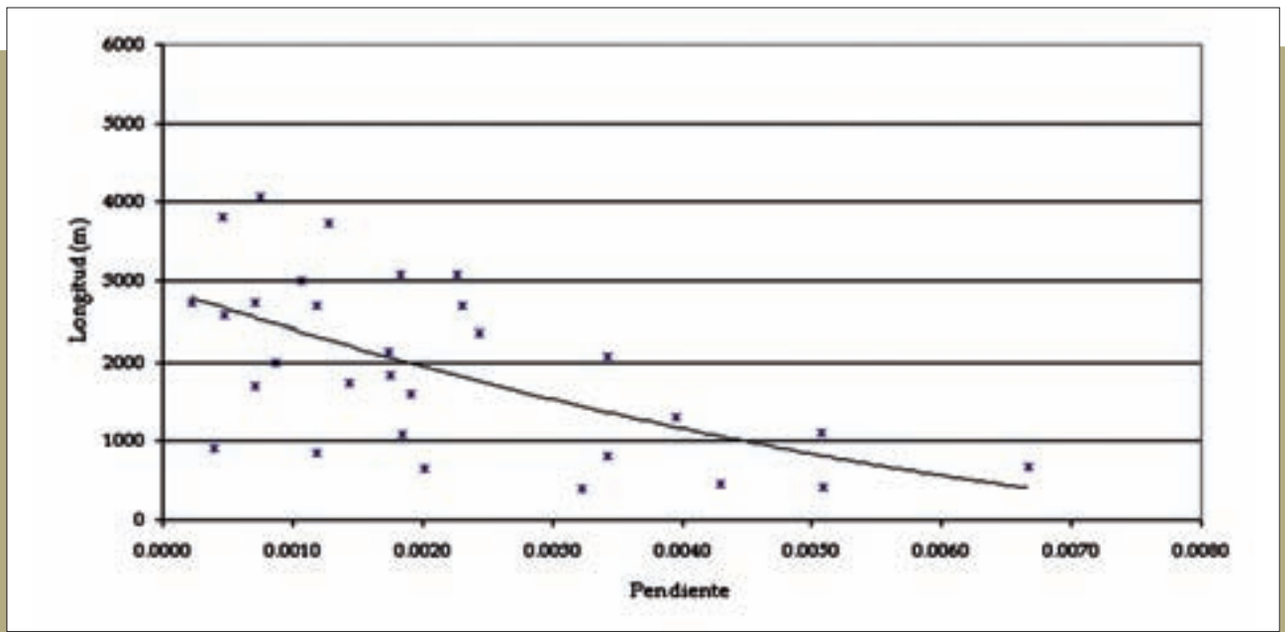


Figura 243. Estimación de la longitud de acomodación al régimen uniforme.

resultados válidos de la simulación. Para este ejemplo, se ha utilizado la misma geometría y el mismo caudal de entrada y se han variado las condiciones de contorno: situación de régimen uniforme, calado crítico y simulación variando la pendiente con respecto a la pendiente del régimen uniforme.

En la imagen izquierda, se muestran los resultados obtenidos con HEC-RAS en régimen permanente para un canal con una pendiente muy pequeña, del 0,5‰, en la que se han impuesto las tres condiciones de contorno mencionadas anteriormente. En este caso, los niveles obtenidos a partir de la pendiente uniforme y del calado crítico se igualan en una longitud de 1.200 m, mientras que la longitud se alarga hasta los 2.000 m al imponer un nivel de agua correspondiente a una pendiente del régimen uniforme un 20% menor. En la imagen derecha, se observa que, para una pendiente del 5‰, no hay apenas diferencia entre los niveles obtenidos con las condiciones de contorno de régimen uniforme y calado crítico. La longitud de acomodación es de unos 80 m en el caso de imponer la pendiente de un 1‰.

En la modelización unidimensional en régimen lento y, en ausencia de información sobre calados, es habitual la utilización del calado uniforme como condición de contorno de salida del modelo, de manera que, aguas abajo del modelo, se asume que la pendiente por fricción y la pendiente del terreno son iguales ($S_f = S_0$). Las hipótesis de validez del régimen uniforme implican que la geometría de las secciones no varíe longitudinalmente, lo cual no se da en situaciones reales. Como consecuencia, los calados resultantes de la modelización son, por lo general, mayores que los reales. La longitud de acomodación en estos casos puede llegar a tener una magnitud importante, incluso similar a la propia longitud del tramo de estudio, por lo que es conveniente tenerla en cuenta previamente para no dar por válidos los resultados en un tramo de estudio que puede estar totalmente afectado por la condición de contorno impuesta.

En general, para una misma geometría y un mismo caudal de entrada, la variable que más influye sobre la longitud de acomodación, en el caso de utilizar la condición de contorno de régimen uniforme, es la pendiente del cauce.

La Figura 243 muestra las longitudes de acomodación debidas a la condición de contorno de régimen uniforme obtenidas para distintos tramos de río con diferentes pendientes longitudinales. Los puntos indican las longitudes de acomodación en tramos en los que se ha realizado una modelización unidimensional imponiendo el régimen uniforme como condición de contorno de salida y considerando que los niveles dejaban de verse afectados cuando la discrepancia entre los mismos era de 1 a 3 cm. Se observa que, a medida que la pendiente aumenta, la longitud de acomodación disminuye, bastando con longitudes de unos 500 m para pendientes entre el 5 y el 7‰, y siendo necesario ampliarla hasta valores en torno a los 2.000 y 3.000 m para pendientes menores del 2‰.

La consideración de las longitudes de acomodación es de gran importancia puesto que sólo podrán considerarse como válidos los valores de las variables en el tramo que no se vea afectado por la condición de contorno. Esto implica que se deben considerar tramos adicionales en la modelización según las correspondientes longitudes de acomodación. Es importante tener esto en cuenta a la hora de encargar los vuelos LIDAR pues éstos

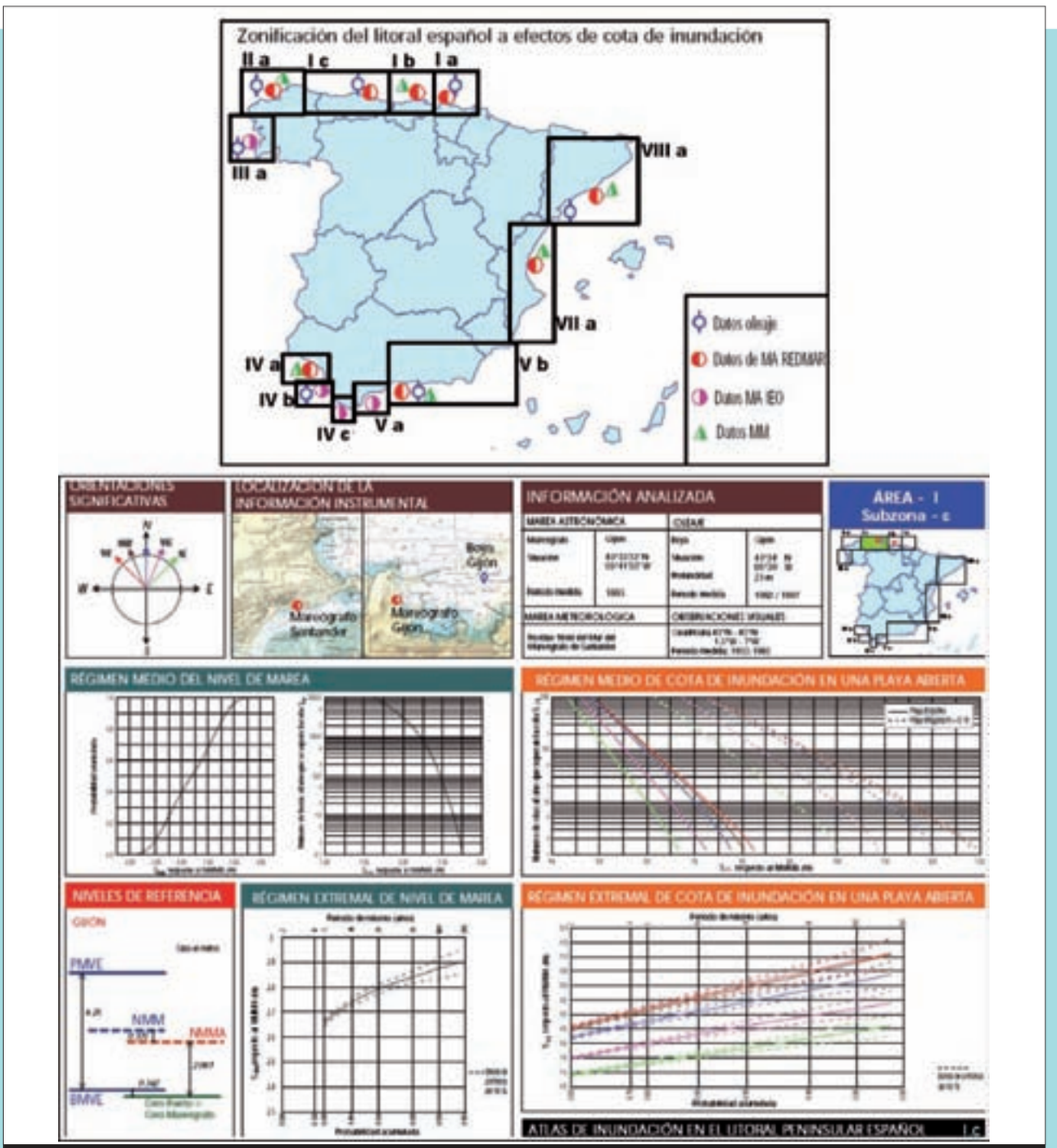


Figura 244. Zonificación del litoral español a efectos de cota de inundación y ficha del *Atlas de Inundación del Litoral Peninsular Español* para el área I, subzona c (fuente: UNICAN, 1998).

deberán cubrir también estos tramos de modelización adicionales, cuya longitud puede estimarse, a falta de información más precisa, en función de la pendiente, a partir del gráfico de la Figura 243.

Las condiciones de contorno deben reflejar lo más exactamente posible la situación que se desea modelizar, por lo que conviene utilizar toda la información disponible sobre caudales, calados, velocidades, etc., aguas arriba y aguas abajo del modelo.

Si el tramo de río que se está estudiando incluye la desembocadura en el mar, una de las posibilidades para definir las condiciones de contorno en la modelización hidráulica será la imposición del nivel del mar. Como información de referencia se podrá consultar el *Atlas de Inundación del Litoral Peninsular Español,* desarrollado por la Universidad de Cantabria para la Dirección General de Costas del Ministerio de Medio Ambiente (UNICAN, 1998), en el que se recogen valores de los regímenes de referencia, medio y extremo del nivel del

Ficha técnica de la presa: BARCA, LA

1. DATOS ADMINISTRATIVOS

Nombre de la presa:	BARCA, LA
Otro Nombre:	---
Fase vida presa:	Explotación
Titular de la presa:	HIDROELECTRICA DEL CANTABRICO, S.A.
Proyectista:	A. ALVAREZ Y E. VALLARINO
Categoría en función del riesgo potencial:	A
Aprobación de las normas de explotación:	---
Aprobación del plan de emergencia:	18-05-2009
Fecha de finalización de las obras:	31-12-1966

2. DATOS GEOGRÁFICOS

Río en el que se encuentra la presa:	NARCEA
Municipio:	TINEO Y BELMONTE DE MIRANDA
Cuenca hidrográfica:	CANTABRICO
Provincia:	ASTURIAS
Coordenadas UTM 30 - ED 50:	231853 - 4801799

3. USOS DEL EMBALSE

Usuarios:	HIDROELECTRICA DEL CANTÁBRICO S.A., ---, ---
Tipos:	Hidroeléctrico, ---, ---

4. DATOS HIDROLÓGICOS

Superficie de la cuenca hidrográfica (km2):	1.266,000
Aportación media anual (hm3):	991,000
Precipitación media anual (mm):	1.260,000
Caudal punta avenida de proyecto (m3/s):	1.200,000

5. DATOS DEL EMBALSE

Superficie del embalse a NMN (ha):	200,000
Capacidad a NMN (hm3):	33,155
Cota del NMN (m):	211,000

6. DATOS DE LA PRESA

Tipo de presa:	Bóveda
Cota coronación (m):	214
Altura desde cimientos (m):	73,500
Longitud de coronación (m):	178
Cota cimentación (m):	140,000
Cota del cauce en la presa (m):	151,000
Volumen del cuerpo presa (1000 m3):	113,000

7. DATOS DEL ALIVIADERO

Número total de aliviaderos en la presa:	1
Regulación:	Compuerta sector.
Capacidad (m3/s):	1.760,000

8. DATOS DEL DESAGÜE

Número total de desagües en la presa:	1
Capacidad (m3/s):	138,000

9. FOTOGRAFÍAS

Pinche en la imagen para ver la galería fotográfica

Pinche para ver todos los planos

10. PLANOS

Figura 245. Ficha correspondiente a la presa de La Barca del inventario de presas publicado en la página web del MARM (http://www.marm.es).

mar según se tengan en cuenta diferentes condiciones y para distintos tipos de situaciones y zonas a lo largo del litoral peninsular (Figura 244). Será necesario realizar un análisis previo de la zona de estudio en el que se definan estas características. Además, se deberá evaluar el efecto en los resultados de la modelización hidráulica de condiciones de contorno más o menos restrictivas. En principio, se adoptarán los niveles correspondientes al mismo periodo de retorno que el de la avenida que se esté modelizando.

Si aguas abajo del tramo de estudio hay un embalse, se podrá imponer el nivel de la lámina de agua en el mismo como condición de contorno en el modelo hidráulico. Para ello es necesario disponer de información sobre las características del embalse. Esta información puede encontrarse en el inventario de presas elaborado por la Dirección General del Agua (DGA) del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (Figura 245), en documentos como las normas de explotación, documentos XYZT, etc., disponibles en la DGA y en las Confederaciones Hidrográficas. Se deberá imponer en el modelo, como condición de contorno, el nivel máximo que se prevé que alcance el embalse al verter la avenida del periodo de retorno considerado en la modelización. Dicho nivel se obtendrá de las normas de explotación de la presa, en el caso de estar redactadas, o de un cálculo de la laminación en el embalse con unas hipótesis de gestión suficientemente conservadoras.

La existencia de puntos en los que se produzca el calado crítico aguas abajo del tramo de estudio posibilitará la imposición del mismo como condición de contorno en la modelización hidráulica. Para ello, será necesario disponer de información detallada sobre las características de cada caso.

La presencia de azudes aguas abajo permitirá imponer como condición de contorno la relación nivel-caudal correspondiente al vertido libre o anegado sobre dicha estructura.

La existencia de una estación de aforo aguas abajo del tramo de estudio con un registro adecuado resulta de gran utilidad a la hora de definir la condición de contorno aguas abajo del modelo, puesto que a partir de su curva de gasto se pueden deducir los niveles que se producen en el río para los caudales que se vayan a introducir en la modelización.

En el caso de los modelos bidimensionales, al imponer como condición de contorno de entrada el hidrograma de la crecida, será necesario asumir una determinada distribución espacial del caudal en la frontera de aguas arriba del modelo. Al igual que lo comentado anteriormente para el límite de aguas abajo, dado que la distribución de caudales que se introduzca en el modelo no será la real, habrá un tramo del modelo en el que los resultados no serán válidos, por lo que será necesario considerar una longitud de acomodación también en el extremo de aguas arriba. Se recomienda considerar una longitud mínima de acomodación del orden de una vez el ancho de la llanura de inundación, aunque en aquellos casos en que los resultados del modelo puedan verse muy influidos por la distribución espacial de caudales en el contorno o se tengan dudas importantes sobre dicha distribución, se recomienda tomar una longitud del doble del ancho de la llanura de inundación.

Cuando se esté modelizando un cauce colgado en el que se espera que se produzcan desbordamientos, será necesario prolongar el tramo de estudio hacia aguas arriba hasta que el punto en el cual se inician los desbordamientos quede incluido en la modelización.

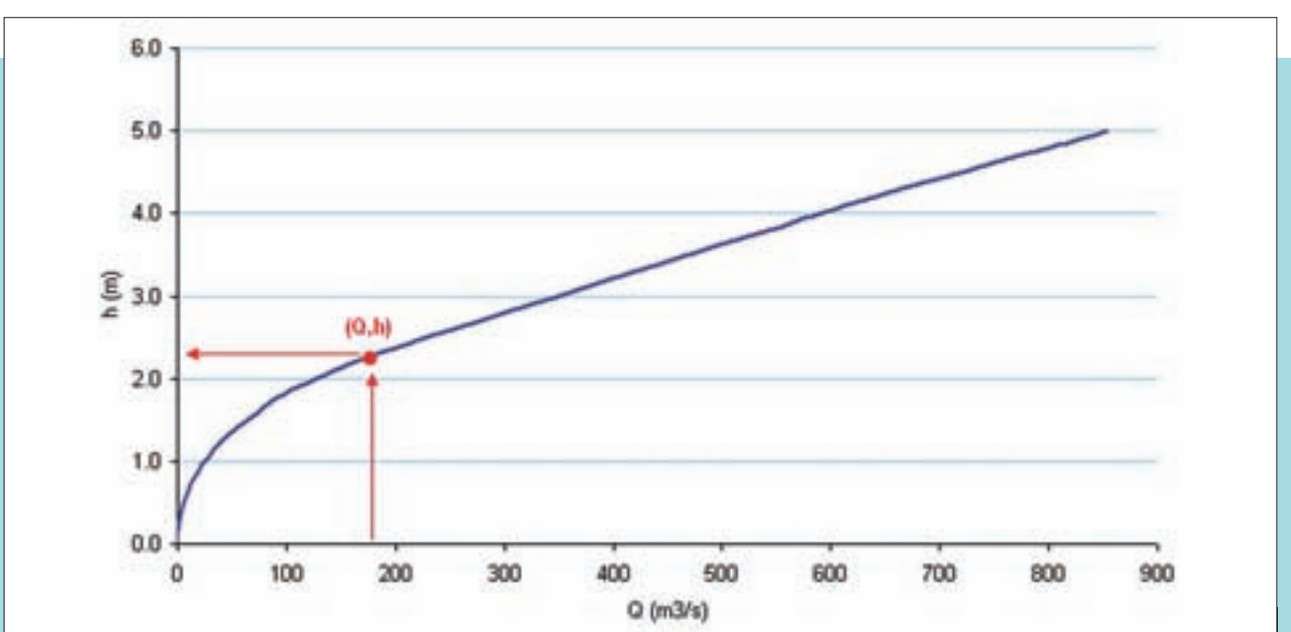


Figura 246. Curva de gasto en una estación de aforo: permite estimar el nivel a partir de un caudal conocido.

RECOMENDACIONES

Si no se dispone de información fiable sobre las condiciones de contorno a imponer en el modelo, éstas se estimarán teniendo en cuenta que los resultados de la modelización hidráulica podrán diferir de la situación real en las inmediaciones de los contornos del modelo. A la longitud afectada se la denomina longitud de acomodación y variará en función de las características del tramo de estudio y las condiciones de contorno impuestas.

La longitud de acomodación a considerar dependerá de las circunstancias concretas de cada caso pero, en general, se recomienda adoptar como mínimo una longitud del orden de una vez el ancho de la llanura de inundación.

Para la elaboración de esta guía se ha llevado a cabo un estudio de la variación de la longitud de acomodación con la pendiente al imponer un régimen uniforme como condición de contorno (Figura 243). Se observa que, a medida que la pendiente aumenta la longitud de acomodación disminuye, bastando con longitudes de unos 500 m para pendientes entre el 5 y el 7‰, y siendo necesario ampliarla hasta valores en torno a los 2.000 y 3.000 m para pendientes menores del 2‰.

En determinadas ocasiones, se deberán considerar tramos adicionales en la modelización según las correspondientes longitudes de acomodación. Es importante tener esta circunstancia en cuenta a la hora de encargar los vuelos LIDAR pues éstos deberán cubrir también estos tramos de modelización adicionales, cuya longitud puede estimarse, a falta de información más precisa, en función de la pendiente, a partir del gráfico de la Figura 243.

Las posibles condiciones de contorno según los elementos presentes en el tramo de estudio y fuentes de información son:

- Si el tramo de estudio incluye la desembocadura en el mar, se podrá imponer como condición de contorno aguas abajo del modelo el nivel del mar. Se podrá consultar el A*tlas de Inundación del Litoral Peninsular Español* (UNICAN, 1998) como referencia. Se adoptarán los niveles correspondientes al mismo periodo de retorno que el de la avenida que se esté modelizando.
- Si aguas abajo del tramo de estudio hay un embalse, se podrá imponer el nivel de la lámina de agua en el mismo como condición de contorno en el modelo. La información sobre las características del embalse se podrá consultar en el inventario de presas elaborado por la Dirección General del Agua (DGA) del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, o en documentos como las normas de explotación, documentos XYZT, etc., disponibles en la DGA y en las Confederaciones Hidrográficas. Se deberá imponer como condición de contorno en el modelo, el nivel máximo que se prevé que alcance el embalse al verter la avenida del periodo de retorno considerado en la modelización. Dicho nivel se obtendrá de las normas de explotación de la presa, en caso de estar redactadas, o de un cálculo de la laminación en el embalse con unas hipótesis de gestión suficientemente conservadoras.
- La existencia de puntos en los que se produzca el calado crítico aguas abajo del tramo de estudio posibilitará la imposición del mismo como condición de contorno en la modelización hidráulica. Para ello, será necesario disponer de información detallada sobre las características de cada caso.
- La presencia de azudes aguas abajo permitirá imponer como condición de contorno la relación nivel-caudal correspondiente al vertido libre o anegado sobre dicha estructura.
- La existencia de una estación de aforo aguas abajo del tramo de estudio permitirá obtener, a partir de la curva de gasto de la estación, el nivel asociado al caudal que se va a modelizar, el cual se podrá imponer como condición de contorno. »

- **En los modelos bidimensionales, al imponer como condición de contorno de entrada el hidrograma de la crecida, será necesario asumir una determinada distribución espacial del caudal en la frontera de aguas arriba del modelo. A falta de información más precisa, se obtendrá dicha distribución a partir de los resultados de una modelización unidimensional aproximada en régimen variable. Al igual que lo comentado anteriormente para el límite de aguas abajo, dado que la distribución de caudales que se introduzca en el modelo no será la real, habrá un tramo del modelo en el que los resultados no serán válidos, por lo que será necesario considerar, también en el extremo de aguas arriba, una longitud de acomodación. Se recomienda considerar una longitud mínima de acomodación del orden de una vez el ancho de la llanura de inundación, aunque, en aquellos casos en que los resultados del modelo puedan verse muy influidos por la distribución espacial de caudales en el contorno o se tengan dudas importantes sobre dicha distribución, se recomienda tomar una longitud del doble del ancho de la llanura de inundación.**

Cuando se esté modelizando un cauce colgado en el que se espera que se produzcan desbordamientos, será necesario prolongar el tramo de estudio hacia aguas arriba una longitud tal que el punto a partir del cual se inician los desbordamientos quede incluido en la modelización.

7.6.2. Condición inicial

El sistema de ecuaciones de Saint-Venant, al tener una derivada de primer orden en el tiempo, requiere de una única condición inicial de cálculo. Esta condición inicial suele asociarse al nivel del agua existente en el cauce antes de la llegada de una avenida, el cual dependerá del régimen hidrológico concreto de la zona (por ejemplo, en zonas de clima árido o semiárido la llegada de las crecidas puede ser muy repentina, por lo que el cauce puede encontrarse inicialmente prácticamente seco, mientras que en zonas de clima más húmedo la llegada de la crecida puede ir precedida de lluvias intensas que den lugar a unos niveles iniciales importantes en el río), así como del periodo de retorno de la avenida, por lo que se aconseja realizar un análisis de las características propias de la zona de estudio para determinar la condición inicial más apropiada. A falta de un criterio mejor, pueden utilizarse como condición inicial los niveles correspondientes al caudal medio anual. De esta forma, el proceso de cálculo sería el siguiente:

1. Estimar, a partir de la información disponible, el caudal medio anual
2. Realizar una simulación en régimen permanente con estos caudales para obtener unos niveles base en el tramo de estudio que servirán de condición inicial
3. Realizar la simulación para las avenidas de interés a partir de la simulación anterior como condición inicial

En aquellos casos en los que la determinación de los niveles correspondientes a la condición inicial sea compleja, y se compruebe que el nivel inicial es despreciable frente a los niveles máximos alcanzados durante la avenida (caso, por ejemplo, de aquellos ríos con grandes diferencias entre los caudales ordinarios y los extraordinarios), podrá partirse de la condición inicial de modelo en seco, permitida por la mayoría de los modelos existentes, incluido HEC-RAS.

La modelización en régimen permanente se puede llevar a cabo de dos maneras distintas: haciendo constante el caudal de entrada en un tiempo suficientemente largo hasta conseguir la estabilidad de los niveles en todo el tramo, o aprovechando la capacidad del modelo para calcular directamente en régimen permanente. Esta última no suele estar presente en los modelos bidimensionales, por lo que suele ser necesario realizar una modelización previa para determinar la condición inicial. Se recomienda, en estos casos, realizar un tanteo previo de la influencia de dicha condición sobre los niveles simulados para las avenidas. Puede suceder que los niveles iniciales sean pequeños respecto a los máximos producidos por los caudales de alto período de retorno, por lo que el inicio del modelo en seco no supondrá una variación sustancial de los resultados de la simulación. Sin embargo, si el interés del resultado se centra en caudales de período de retorno menor, la influencia de la condición inicial será importante.

En el caso de estar ante una modelización unidimensional en régimen permanente, conviene utilizar un modelo con capacidad para calcular directamente en régimen permanente. De esta

manera, el cálculo se realiza con mucha mayor rapidez, además de que se obvian los problemas asociados al establecimiento de la condición inicial. Si se trata de una modelización unidimensional en régimen variable, también conviene utilizar un modelo con capacidad de cálculo en régimen permanente, puesto que, de esta manera, el análisis de la condición inicial se simplifica.

RECOMENDACIONES

Se aconseja realizar un análisis de las características propias de la zona de estudio para determinar la condición inicial más apropiada.

A falta de un criterio mejor, pueden utilizarse como condición inicial los niveles correspondientes al caudal medio anual.

En aquellos casos en que la determinación de los niveles correspondientes a la condición inicial sea compleja, y se compruebe que el nivel inicial es despreciable frente a los niveles máximos alcanzados durante la avenida, podrá partirse de la condición inicial de modelo en seco.

7.7 Calibración

El modelo hidráulico, al igual que el modelo hidrológico, debe calibrarse para que sus resultados representen adecuadamente la realidad. Esta calibración, en general, tendrá como objeto principal determinar el valor asignado a los coeficientes de rugosidad, mejorando las estimaciones realizadas inicialmente, aunque en ocasiones el ajuste del modelo puede requerir la modificación de otros elementos de la modelización como la alteración del trazado de algunas secciones transversales, de zonas de flujo inefectivo, etc. En función de la información disponible, el ajuste de los parámetros del modelo podrá ser más o menos preciso. En algunos casos, si la información disponible para calibrar no tiene una gran precisión, no podrá realizarse una calibración del modelo como tal, sino simplemente un contraste de resultados que no permitirá ajustar el valor de los parámetros, pero sí identificar posibles errores importantes en la modelización.

La información que se utilizará para la calibración será aquella procedente del análisis histórico y geomorfológico. Este apartado se centrará principalmente en la utilización de la información sobre referencias históricas, aunque más adelante se comentará la posibilidad de emplear los resultados de los estudios geomorfológicos para calibrar el modelo. La información histórica puede consistir en referencias sobre eventos singulares (referencias de niveles y/o de los límites alcanzados por la inundación, de zonas o elementos afectados por la misma, etc.) o en información sobre el conjunto de inundaciones ocurridas a lo largo de un periodo de tiempo sobre la que se realiza una interpretación estadística. Se pueden distinguir las siguientes situaciones:

a) Casos en los que se dispone de información concreta sobre la inundación provocada por determinados eventos singulares. En estos casos, es necesario conocer el caudal asociado a dichos eventos para proceder a la calibración. Este caudal puede obtenerse de los registros foronómicos si hubiese estaciones de aforo en el tramo de estudio o en sus proximidades. Para la simulación del evento es necesario tener en cuenta que el modelo del terreno que sirva de base para la modelización debe reflejar las condiciones del territorio en el momento en que ocurrió el evento, es decir, que en él han de estar incluidos exclusivamente aquellos elementos artificiales o infraestructuras existentes en la fecha de la avenida.
Es importante tener en cuenta que, en muchas ocasiones, las referencias sobre calados o niveles alcanzados por el agua durante la avenida serán sólo valores aproximados o, incluso, valores mínimos y, por tanto, no servirán para realizar un ajuste fino de los parámetros de rugosidad del modelo hidráulico, aunque pueden utilizarse para realizar un contraste de los resultados con la finalidad de detectar errores importantes en la modelización.

En el caso de que no se disponga de datos de aforo en el tramo de estudio, podría plantearse la realización de un modelo hidrológico para obtener el caudal de la avenida a partir de los datos de precipitación asociados al evento. Dado que esto supone una tarea muy laboriosa y que, en general, las referencias sobre el evento suelen ser sólo aproximadas, no suele merecer la pena realizar este tipo de trabajo. No obstante, en algunos casos en los que las referencias de las que se disponga sean muy exactas y se tengan dudas importantes sobre los resultados que proporciona el modelo, podría merecer la pena llevar a cabo un estudio hidrológico de ese tipo, que permitiría realizar un ajuste más exacto de los parámetros de rugosidad.

A modo de ejemplo, se exponen los contrastes llevados a cabo dentro del estudio realizado en el tramo bajo del río Nalón. En este estudio se utilizaron las referencias sobre calados aproximados de las avenidas de 1998 y 2003 recogidas en el análisis histórico y geomorfológico por ser las que contaban con un mayor número de referencias de niveles. Los caudales se obtuvieron a partir de la información registrada en las estaciones de aforo próximas al tramo de estudio. En la Figura 247 se muestran los resultados del contraste. Para cada punto indicado se exponen, en primer lugar, el calado de la referencia histórica y, en segundo lugar, el valor resultado de la modelización. Puesto que la información disponible del análisis histórico y geomorfológico consiste exclusivamente en calados orientativos alcanzados durante la avenida, no es posible calibrar el modelo, pero sirve como contraste para confirmar que no existen errores importantes en el modelo hidráulico.

Figura 247. Resultados de la modelización hidráulica de las avenidas de 1998 (izquierda) y 2003 (derecha) junto con los puntos para los cuales se disponía de información sobre calados en el tramo bajo del río Nalón. Se identifican los calados (m) de las referencias históricas, en primer lugar, y resultantes de la modelización, en segundo lugar.

b) Casos en los que se realiza una interpretación estadística del conjunto de eventos ocurridos a lo largo de un determinado periodo de tiempo, asignando un periodo de retorno a eventos concretos, o una frecuencia de inundación aproximada a una parte de la zona inundable. Este enfoque presenta la ventaja de no requerir información sobre los caudales de un evento concreto, sino únicamente sobre los caudales correspondientes a distintas probabilidades, de los que se dispondrá a partir de los mapas de caudales máximos o de los estudios hidrológicos complementarios. Se recomienda emplear en este tipo de análisis únicamente aquella parte del registro de eventos históricos que corresponda a una situación no alterada de la cuenca, o muy poco alterada, por la presencia de embalses, en la que los cuantiles de caudal máximo corresponderían a los de la ley de frecuencia en situación natural.

Podría plantearse realizar, igualmente, un análisis estadístico de las referencias existentes en el periodo alterado, contrastando estas referencias con los resultados del modelo hidráulico correspondientes a la ley de frecuencia en situación alterada, pero esto podría llevar a resultados incorrectos, puesto que la ley de frecuencia de caudales máximos en régimen alterado, obtenida mediante la modelización hidrológica, se obtiene asumiendo una serie de hipótesis sobre el funcionamiento y situación inicial de los embalses, que quedan del lado de la seguridad (como, por ejemplo, asumir que el nivel inicial del embalse corresponde a embalse lleno), pero que no permiten reflejar exactamente el comportamiento estadístico de los caudales máximos para esa situación.

Por otra parte, el periodo de tiempo sobre el que se realiza el análisis estadístico debe corresponder a unas mismas condiciones en cuanto a la existencia de elementos artificiales en el tramo de estudio, ya que la presencia de estos elementos puede modificar la inundabilidad de algunas zonas del territorio. Por ejemplo, si se dispone de una serie temporal de registros en la cual se conoce que en un determinado momento se construyó un encauzamiento, el análisis de los periodos de tiempo anterior y posterior a la construcción de esa infraestructura se debería considerar de forma independiente, ya que lógicamente se habrá modificado la inundabilidad de la zona. La modelización hidráulica se realizará con un

modelo del terreno que refleje las condiciones del periodo de tiempo de que se trate.

En cuanto a la interpretación estadística de la serie de referencias históricas, se podría extraer información (conforme a lo expuesto en el apartado 4.3.7. del análisis histórico) sobre la frecuencia de inundación de determinadas zonas inundables o vegas en las que se haya dividido la zona de estudio. Esto, en general, proporcionará un periodo de retorno aproximado, o unos intervalos de periodos de retorno, para los cuales se empezará a producir en mayor o menor medida la inundación de la zona. Este tipo de referencias, lógicamente, no son muy exactas, por lo que no servirán para realizar un ajuste preciso de los parámetros de rugosidad, pero sí para realizar un contraste de los resultados del modelo que puede permitir la detección de errores en la modelización.

Otra opción puede consistir en asignar un periodo de retorno a un evento concreto del que se disponga de información sobre niveles, calados o límites de la inundación durante la avenida, contrastando esas referencias con los resultados del modelo hidráulico para el caudal que corresponda al periodo de retorno asignado al evento. La probabilidad o periodo de retorno del evento se asigna en función de su magnitud o importancia dentro del periodo de tiempo considerado, pudiendo emplearse para ello la fórmula de Gringorten:

$$F(x) = \frac{i - 0{,}44}{N + 0{,}12}$$

$$T = \frac{1}{1 - F(x)}$$

Siendo:

- N el número de años del periodo temporal de registro de eventos históricos
- i el orden de importancia de la inundación según su magnitud (la primera, segunda, etc., más importante del periodo)
- $F(x)$ el valor de la función de distribución para ese evento
- T el periodo de retorno asignado al evento

En este caso, si las referencias proporcionan información precisa sobre los niveles, calados, etc., alcanzados, se podrá realizar un ajuste más exacto de los parámetros de rugosidad del modelo hidráulico.

A modo de ejemplo, se exponen los contrastes realizados dentro del estudio del tramo bajo del río Nalón, en el que se emplearon las estimaciones realizadas sobre la frecuencia de inundación de las distintas vegas en las que se había dividido la zona de estudio. Siguiendo el procedimiento expuesto en el análisis histórico y geomorfológico, se utilizaron las evidencias (tanto constatadas como deducidas) recogidas en cada una de las llanuras aluviales o vegas identificadas (Figura 248) para estimar en dichas zonas una frecuencia de inundación (Tabla 61 y Tabla 62), comparándola con la obtenida a partir del modelo hidráulico (Figura 249).

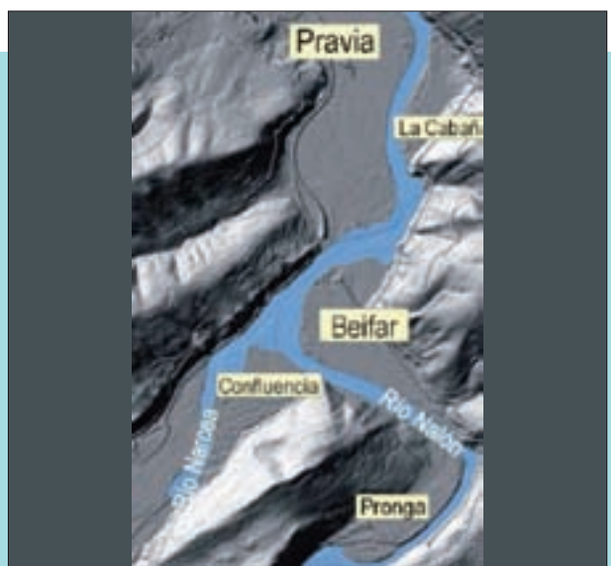


Figura 248. Ubicación de las llanuras aluviales en el tramo de estudio.

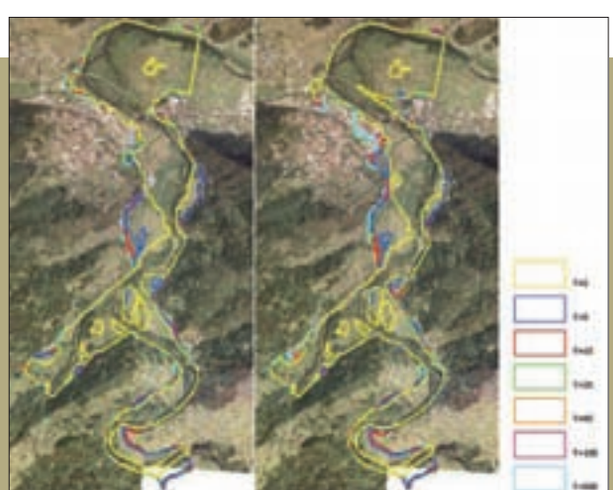


Figura 249. Zonificación de la inundabilidad resultante de la modelización hidráulica en condiciones naturales (izquierda) y artificiales (derecha) del estudio piloto realizado en el tramo bajo del río Nalón.

Tabla 61. Inundaciones constatadas (C) (H: hemeroteca, E: encuesta, F: fotografía, O: observación directa) y deducidas (D) en el análisis histórico y geomorfológico del tramo bajo del río Nalón.

Año	Santoseso	Pronga	Beifar	Narcea	Pravia	Cabaña	Peñaullán
1897	---	---	D	D	D	D	D
1901	D	D	E	D	D	D	D
1918	E	E	E	D	D	D	D
1921	---	---	---	D	F	D	F
1928	E	E	D	D	D	D	D
1930	---	---	D	E	D	D	D
1935	---	---	D	D	---	---	---
1938	E	E	D	D	D	D	D
1942	D	D	E	D	D	D	D
1953	D	D	E	E	E	E	E
1959	E, F	E, F	F	E	F, E, H	E	E
1961	---	---	D	D	---	---	---
1966	---	---	D	D	---	---	---
1977	E	D	D	D	D	D	F
1980	E	E	E	E	F, E	E	E, F
1982	---	---	D	D	D	D	D
1983	---	---	D	D	F, E	D	D
1984	---	---	D	D	D	D	H
1985	---	D	E	D	D	D	D
1988	E	E	D	D	H	D	D
1992	D	D	H	D	F	D	H
1993	E	E, H	E, H	E	E	E	E, H
1995	---	---	D	D	D	D	D
1996	---	---	D	D	---	---	---
1998	---	---	D	H, F	F, O	D	F, H
2001	---	---	D	D	F	D	D
2003	E, O	E	E	E	F, O, H	E	O
2007	D	H	H, E	E, F, H, O	F, H	D	F
TOTAL C+D	9+5	9+6	11+16	8+20	12+12	5+19	11+13

Tabla 62. Estimación de la frecuencia de inundación de las distintas zonas inundables identificadas en el estudio del tramo bajo del río Nalón.

Zona inundable	Número de años con evidencias constatadas y deducidas	Número de años total de la serie temporal de registros	Probabilidad	*T*	*T* aproximado
Santoseso	14	110	0,1273	7,86	5 - 10
Pronga	15	110	0,1364	7,33	5 - 10
Beifar	27	110	0,2455	4,07	< 5
Confluencia	28	110	0,2545	3,93	< 5
Pravia	24	110	0,2182	4,58	5
La Cabaña	24	110	0,2182	4,58	5
Peñaullán	24	110	0,2182	4,58	5

Según este análisis, se estima entre 5 y 10 años el periodo de retorno aproximado de inundación de las vegas de Santoseso y Pronga. Para las vegas de Pravia, La Cabaña y Peñaullán se estima que se produce su inundación para un periodo de retorno en torno a 5 años, y para Beifar y Confluencia la estimación de la frecuencia de inundación, en términos de periodo de retorno, es algo menor que 5 años.

RECOMENDACIONES

Realizar la calibración del modelo hidráulico, para que sus resultados representen adecuadamente la realidad, a partir de la información procedente del análisis histórico y geomorfológico.

La calibración se realizará principalmente mediante el ajuste del valor de los coeficientes de rugosidad. En ocasiones, el ajuste del modelo puede requerir la modificación de otros elementos de la modelización como las secciones transversales o las zonas de flujo inefectivo.

La calibración se puede realizar con la información de determinados eventos singulares para los que se disponga de datos concretos (niveles, calados, límites de inundación) sobre la inundación. En estos casos, es necesario conocer el caudal asociado a dichos eventos. Para la simulación del evento es necesario tener en cuenta que el modelo del terreno que sirva de base para la modelización debe reflejar las condiciones del territorio en el momento en que ocurrió el evento, es decir, que en él han de estar incluidos exclusivamente aquellos elementos artificiales o infraestructuras existentes en la fecha de la avenida.

También es posible realizar una interpretación estadística del conjunto de eventos ocurridos a lo largo de un determinado periodo de tiempo, asignando un periodo de retorno a eventos concretos, o una frecuencia de inundación aproximada a una parte de la zona inundable. Se recomienda emplear en este tipo de análisis únicamente aquella parte del registro de eventos históricos que correspondan a una situación no alterada por la presencia de embalses. Por otra parte, el periodo de tiempo sobre el que se realiza el análisis estadístico debe corresponder a las mismas condiciones en cuanto a la presencia de elementos artificiales en el tramo de estudio.

En muchas ocasiones, las referencias sobre calados o niveles alcanzados por el agua durante la avenida serán sólo valores aproximados o, incluso, valores mínimos y, por tanto, no servirán para realizar un ajuste fino de los parámetros de rugosidad del modelo hidráulico, aunque pueden utilizarse para realizar un contraste de los resultados con la finalidad de detectar errores importantes en la modelización.

7.8

Postproceso y representación de los resultados de la modelización hidráulica

Para una correcta visualización y análisis de los resultados de la modelización hidráulica éstos deben ser exportados a un formato compatible con los sistemas de información geográfica (SIG). Conviene que los modelos hidráulicos incorporen la opción de exportar los resultados a un formato compatible con los SIG. Como se ha visto en apartados anteriores, ésta es una característica que se debería exigir a la hora de seleccionar el modelo hidráulico.

En los SIG, es posible representar el modelo digital del terreno (MDT) con el que se ha realizado la modelización y los resultados obtenidos en la misma de tal forma que se facilite la visualización espacial de los mismos. Esta representación, ayuda a la delimitación de las zonas inundables obtenidas como resultado de la modelización, a la vez que posibilita el cálculo de la zona de flujo preferente (ZFP) a partir de los resultados de calados y velocidades máximos (ver apartado 8.2). Para evitar perder información, se recomienda

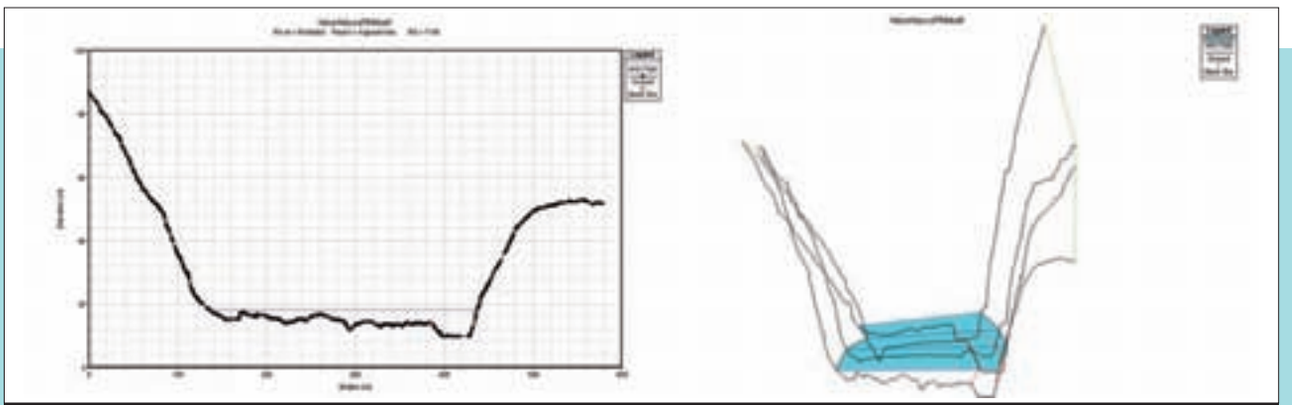


Figura 250. Secciones transversales y lámina de agua calculada con el modelo HEC-RAS.

generar y representar los resultados en los SIG con la misma resolución que la del MDT utilizado para la confección del modelo hidráulico.

Los resultados de los modelos hidráulicos unidimensionales están asociados a las secciones transversales. Por lo general, en cada sección se obtiene la elevación de la lámina de agua (Figura 250). Para su representación, los resultados de las elevaciones se interpolan entre secciones formando una geometría trapezoidal. El modelo hidráulico unidimensional HEC-RAS, ampliamente utilizado, permite, opcionalmente, el cálculo de velocidades en las secciones.

Los modelos hidráulicos bidimensionales generan como resultado una serie de nubes de puntos, cuya densidad depende de la malla utilizada para el cálculo, con los valores de elevaciones de la lámina de agua, calados y velocidades para los instantes de tiempo en que se haya discretizado la modelización. Este tipo de resultados son fácilmente representable en los SIG, siempre y cuando estén disponibles en el formato adecuado. A partir de los resultados de elevaciones de la lámina de agua es posible delimitar la zona inundada asociada a un determinado caudal, por ejemplo el caudal de la avenida de 100 ó

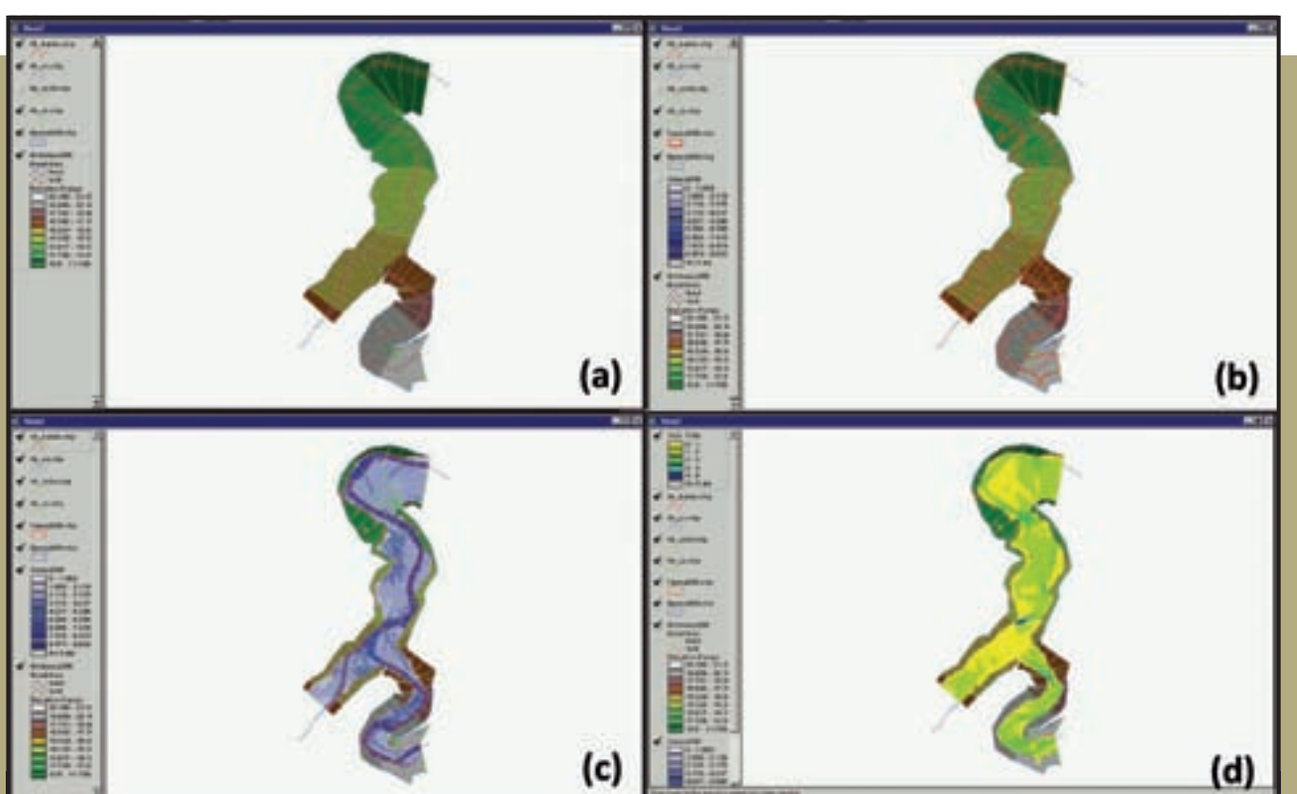


Figura 251. Postproceso generado con la herramienta HEC-GeoRAS.

500 años de periodo de retorno. Los resultados de los modelos unidimensionales permiten la delimitación de la zona inundada en cada sección transversal. En el espacio entre secciones la zona inundada se obtiene mediante el cruce entre el terreno (MDT) y la geometría trapezoidal creada al interpolar los resultados entre secciones. Este proceso puede realizarse con las herramientas de los SIG. Los modelos bidimensionales obtienen directamente la delimitación de la zona inundada. Ésta es más acorde con el terreno (MDT) en toda su extensión ya que se genera directamente sobre el mismo en función de la malla de cálculo.

No todos los modelos obtienen los calados como resultado pero sí las elevaciones de la lámina de agua, a partir de las cuales es posible calcular los calados. El proceso consiste en cruzar la distribución espacial de elevaciones de la lámina de agua, utilizando las herramientas de cálculo que ofrecen los SIG, con el MDT con el que se ha llevado a cabo la modelización.

Como se ha dicho, los modelos hidráulicos unidimensionales y bidimensionales suelen permitir exportar sus resultados a formatos compatibles con los SIG. Durante la exportación de resultados suele ser posible seleccionar, por un lado, el tipo de resultados a exportar y, por otro lado, el formato al que se quieren exportar.

En la Figura 251 se muestran las capas de información generadas al leer el fichero de resultados de la modelización hidráulica (a), el polígono de la zona inundada (b) y las capas *raster* de calados (c) y de velocidades (d).

La aplicación HEC-GeoRAS para ArcGIS permite efectuar el postproceso de las velocidades para versiones de ArcGIS creando una capa *raster* con la distribución espacial de las velocidades. Para que esta capa *raster* de velocidades se genere correctamente es necesario tener valores de la distribución de velocidades en secciones que equidisten 10 m o menos[8]. Esto es debido a que la aplicación utiliza un método de interpolación para generar la capa y, por tanto, cuanta mayor densidad de puntos con información de velocidades se tenga como punto de partida para la interpolación, mejores resultados se obtendrán.

La mayoría de los modelos bidimensionales permiten, mediante sus herramientas de postproceso, visualizar los resultados en forma de mapas y realizar cortes para analizar diversas variables hidráulicas, crear animaciones o extraer resultados en forma de gráficos o tablas. En algunos postprocesadores es posible exportar los resultados a formato compatible con varios SIG.

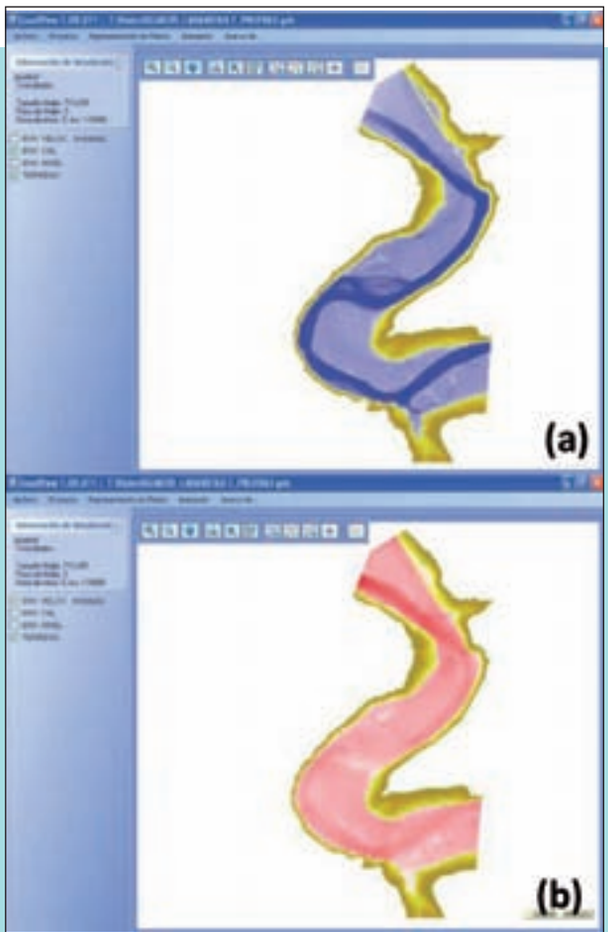


Figura 252. Visualización de resultados en un tramo del río Nalón mediante el postprocesador GuadView del modelo Guad2D: (a) Envolvente de calados, (b) Envolvente de velocidades.

La distribución de calados máximos en la zona inundada es indispensable para proceder a la delimitación de la ZFP dentro de la zona inundada por la avenida de 100 años de periodo de retorno.

Al contrario que los modelos bidimensionales, no es frecuente que los modelos unidimensionales den como resultado la distribución espacial de velocidades máximas, también imprescindible, para la delimitación de la ZFP.

Como ya se ha comentado, el modelo unidimensional HEC-RAS incluye, entre sus opciones de cálculo, la distribución espacial de velocidades (Figura 253 y Figura 254). Permite distribuir el cálculo de la velocidad en un máximo de 45 franjas verticales por sección transversal. Cada sección transversal está dividida en tres subsecciones: margen derecha, cauce y margen izquierda, siendo obligado el cálculo de al menos una franja vertical por subsección. Los valores de velocidades obtenidos no cuentan con una gran fiabilidad, por lo que es necesario considerarlos con precaución.

[8] Para la modelización hidráulica 1D se ha recomendado definir secciones cada 10 m.

Tanto en los modelos unidimensionales en régimen variable como en los modelos bidimensionales, los resultados están referidos a un instante de tiempo. No obstante, lo que se requiere, tanto para la delimitación de las distintas zonas inundables como para el cálculo de la ZFP, son los valores máximos (de niveles, calados, velocidades, etc.) en cada punto a lo largo de toda la simulación, lo que, lógicamente, será combinación de los resultados obtenidos en distintos instantes de tiempo. La mayoría de los modelos bidimensionales incluyen opciones para generar estas envolventes de valores máximos.

Cuando se utiliza el modelo HEC-RAS en régimen variable, la identificación de los valores máximos de elevaciones de la lámina de agua es directa ya que el propio modelo crea un resultado para cada instante de tiempo calculado y un resultado al que identifica como máxima elevación de la lámina de agua (*MaxWS*). No ocurre lo mismo con los valores máximos de velocidades.

Para el cálculo de las velocidades máximas será necesario exportar, a un formato compatible con los SIG, los resultados de velocidades de distintos instantes de tiempo comprendidos dentro del intervalo en el que se produzcan los valores máximos de velocidad en las distintas secciones del modelo. Este intervalo de tiempo se corresponderá con el paso del caudal punta del hidrograma por las distintas secciones, para el que se producirán también los valores máximos de elevaciones de la lámina de agua.

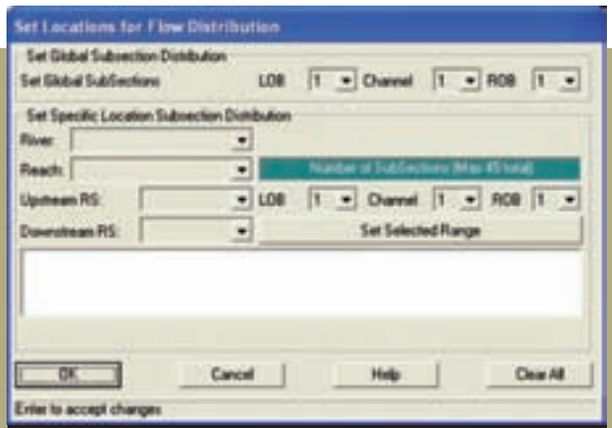


Figura 253. Menú para el cálculo de las velocidades en HEC-RAS.

Una vez exportadas las velocidades para los distintos instantes de tiempo, es necesario interpolar los resultados de las diferentes secciones para generar la distribución espacial de velocidades correspondiente a cada instante. A partir de estas capas de velocidades, las herramientas de los SIG permiten crear una capa con los valores máximos de velocidades en cada punto, es decir, la envolvente de todas ellas. De esta manera, se obtiene una capa de distribución espacial de velocidades máximas. ■

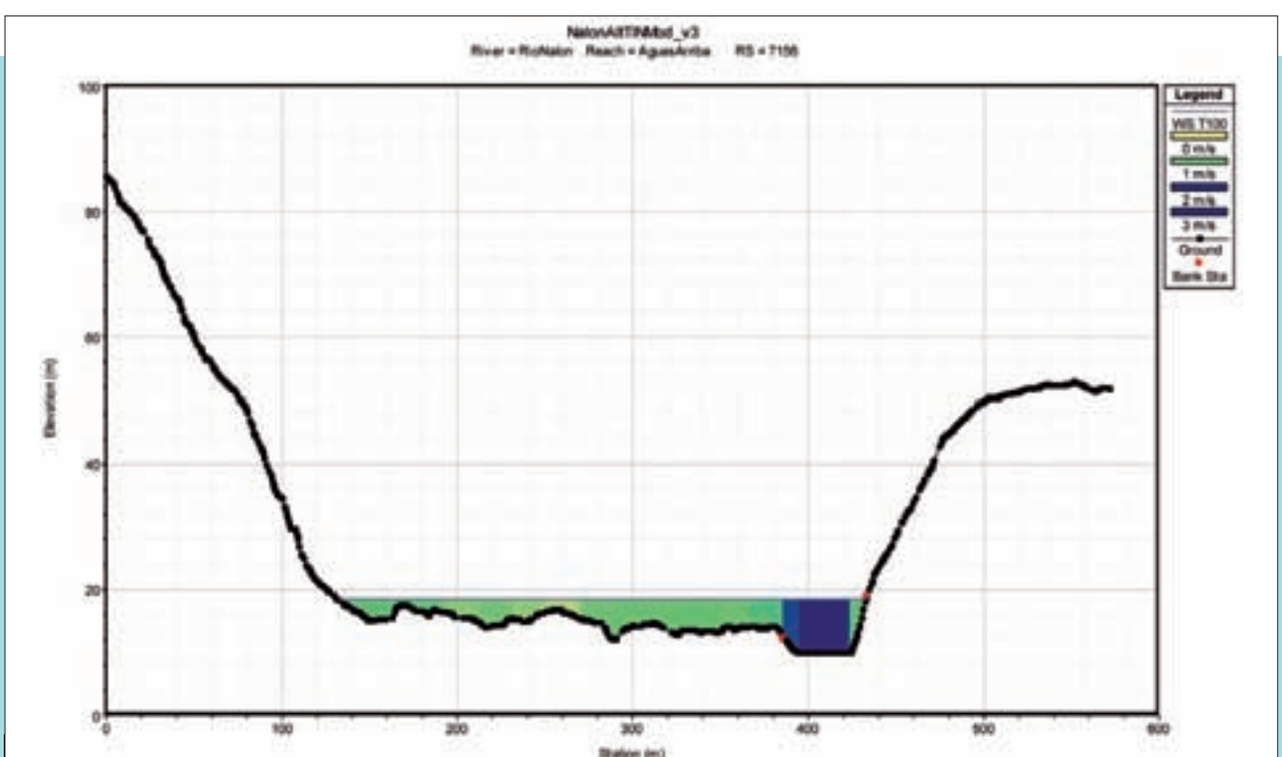


Figura 254. Resultado del cálculo de velocidades en una sección transversal mediante HEC-RAS.

RECOMENDACIONES

Los resultados de la modelización hidráulica deben ser exportados a un formato compatible con los SIG, lo que permitirá el adecuado tratamiento de los resultados para delimitar las zonas inundables obtenidas como resultado de la modelización, así como el cálculo de la ZFP a partir de los resultados de calados y velocidades máximos.

•

Con la finalidad de no perder información se recomienda generar los resultados y representarlos con la misma resolución que la del MDT utilizado para construir el modelo hidráulico.

•

La distribución espacial de elevaciones de la lámina de agua permite delimitar la zona inundable correspondiente al caudal asociado a un determinado periodo de retorno, así como, mediante su cruce con el MDT, obtener la distribución espacial de calados.

•

A partir de la información generada por los modelos bidimensionales se puede obtener fácilmente en un SIG la distribución de calados y velocidades, tanto para cada instante de simulación, como la envolvente de valores máximos.

•

El modelo unidimensional HEC-RAS permite el cálculo de la distribución de velocidades en sus opciones de cálculo. La herramienta HEC-GeoRAS permite el postproceso de las velocidades para versiones de ArcGIS. Para una correcta interpolación, se deben obtener las velocidades en secciones que equidisten como máximo 10 m.

•

Se requiere conocer la distribución espacial de los valores máximos de calados y velocidades para la avenida de 100 años de periodo de retorno para la delimitación de la ZFP.

•

El modelo HEC-RAS permite obtener directamente la envolvente de niveles máximos, pero no la de velocidades máximas. Para el cálculo de las velocidades máximas será necesario exportar a un SIG los resultados de velocidades de distintos instantes de tiempo comprendidos dentro del intervalo en el que se produzcan los valores máximos de velocidad en las distintas secciones del modelo. Para cada uno de los instantes, se generará la distribución espacial de velocidades y, mediante las herramientas del SIG, se obtendrá la envolvente de todas las capas calculadas.

CAPÍTULO 8

DELIMITACIÓN DEL DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO PROBABLE Y DE LA ZONA DE FLUJO PREFERENTE Y ZONIFICACIÓN DE LA INUNDABILIDAD

8.1

Delimitación del Dominio Público Hidráulico probable

8.1.1. Definición

La delimitación del Dominio Público Hidráulico probable mediante un criterio hidrológico-hidráulico debe servir como herramienta de apoyo a la delimitación más precisa basada en el análisis histórico y geomorfológico. No se debe, por tanto, esperar un buen ajuste entre los resultados obtenidos por ambos estudios.
El Artículo 4 del Texto Refundido de la Ley de Aguas define cauce como: "Álveo o cauce natural de una corriente continua o discontinua es el terreno cubierto por las aguas en las máximas crecidas ordinarias".
En el artículo 4 del Reglamento del Dominio Público Hidráulico se complementa la definición de cauce y se define la MCO:

"1. Álveo o cauce natural de una corriente continua o discontinua es el terreno cubierto por las aguas en las máximas crecidas ordinarias (artículo 4 del Texto Refundido de la Ley de Aguas). La determinación de ese terreno se realizará atendiendo a sus características geomorfológicas, ecológicas y teniendo en cuenta las informaciones hidrológicas, hidráulicas, fotográficas y cartográficas que existan, así como las referencias históricas disponibles.

2. Se considerará como caudal de la máxima crecida ordinaria la media de los máximos caudales anuales, en su régimen natural producidos durante diez años consecutivos, que sean representativos del comportamiento hidráulico de la corriente y que tengan en cuenta lo establecido en el apartado 1."

La modificación del Reglamento del DPH incorpora como un elemento importante en la delimitación del cauce las características geomorfológicas y ecológicas. Obviamente, también se deberán tener en cuenta los resultados procedentes del estudio hidrológico e hidráulico. Para esto, se requerirá la estimación de la MCO a partir de los registros temporales de caudales en régimen natural.

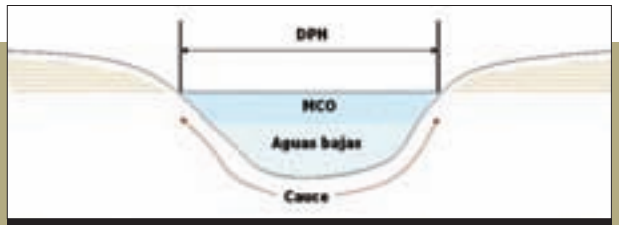


Figura 255. Zona de Dominio Público Hidráulico.

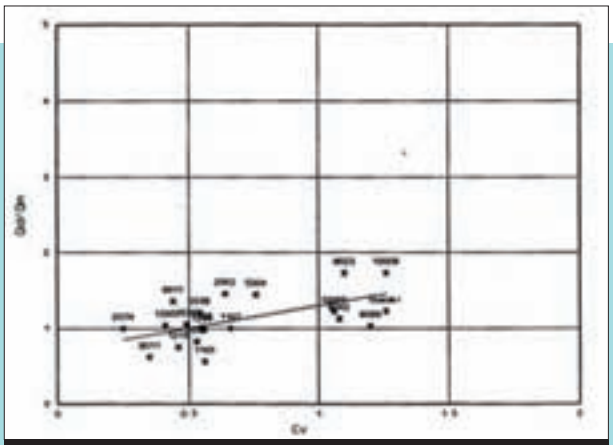


Figura 256. Relación del caudal de la máxima crecida ordinaria con la media y el coeficiente de variación de la serie de caudales máximos anuales (fuente: CEDEX, 1994).

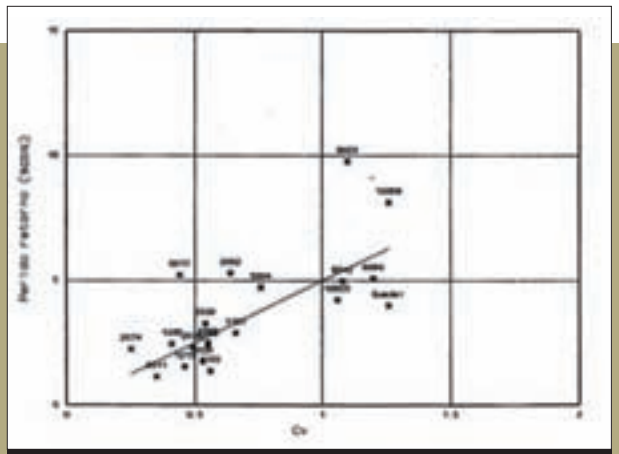


Figura 257. Relación del periodo de retorno de la máxima crecida ordinaria con el coeficiente de variación de la serie de caudales máximos anuales (fuente: CEDEX, 1994).

8.1.2. Estimación de la MCO a partir de registros foronómicos suficientemente largos

Una forma de estimar la MCO, alternativa a la propuesta en el Reglamento, consiste en aplicar la metodología expuesta en los informes *Aspectos prácticos de la definición de la máxima crecida ordinaria* (CEDEX, 1994) y *Guías metodológicas para la estimación del caudal de la máxima crecida ordinaria* (CEDEX, 1996).
Para la elaboración de estos informes se llevó a cabo un estudio experimental en 20 puntos distribuidos a lo largo de la geografía nacional, en los que se disponía de la serie histórica en régimen natural de máximos caudales anuales, así como de información sobre el caudal de desbordamiento del cauce. El caudal de

desbordamiento se considera, dentro de la hidráulica fluvial, como representativo del comportamiento de la corriente, y su lámina de agua marca los límites de lo que comúnmente se entiende por cauce. Además, se pudo comprobar, en distintos puntos de la geografía española, que dicho caudal está dentro del rango de los valores compatibles con los términos en los que el Reglamento del Dominio Público Hidráulico define la MCO y, asimismo, es indicativo del posicionamiento central de los mismos, motivos por los cuales se propuso identificar la MCO con el caudal de desbordamiento.

De acuerdo con la información disponible, se pudo establecer una relación entre el caudal de la MCO (realmente el caudal de desbordamiento) y diversas magnitudes descriptivas de las características estadísticas de la serie temporal de caudales máximos anuales en régimen natural (Figura 256 y Figura 257).

De forma aproximada, se puede determinar el caudal correspondiente a la MCO (Q_{MCO}) en función de la media (Q_m) y el coeficiente de variación (C_v) de la serie temporal de caudales máximos anuales en régimen natural mediante la siguiente expresión:

$$Q_{MCO} = Q_m \cdot (0{,}7 + 0{,}6 \cdot C_v)$$

Una expresión alternativa, para la que es necesario conocer la ley de frecuencia de caudales máximos, es la siguiente, en la que se relaciona el periodo de retorno correspondiente al caudal de la máxima crecida ordinaria (T_{MCO}) con el coeficiente de variación de la serie temporal:

$$T_{MCO} = 5 \cdot C_v$$

El coeficiente de variación de la mayoría de los cursos de agua españoles está comprendido entre 0,3 y 1,4, lo que equivale a periodos de retorno de la MCO de entre 1,5 y 7 años. Los valores bajos corresponden a regímenes de hidrología moderada y los altos a los de hidrología extrema.

Los caudales máximos a emplear en las fórmulas deben estar en régimen natural, por lo que, en caso contrario, se realizará previamente una labor cuidadosa de restitución.

8.1.3. Estimación de la MCO a partir de la información del CAUMAX

De las dos expresiones expuestas en el apartado anterior, se considera más útil la segunda para estimar la MCO a partir de los **mapas de caudales máximos**, puesto que en ellos se dispone de la ley de frecuencia de caudales máximos en régimen natural y se han definido unas regiones estadísticas en las que se conocen los valores regionales de los principales estadísticos, entre ellos el coeficiente de variación. De esta forma, ha sido la expresión adoptada para estimar el caudal de la MCO en los distintos puntos de la red fluvial.

En la Tabla 63 se recogen los valores regionales del coeficiente de variación en las distintas regiones estadísticas consideradas para la elaboración de los mapas de caudales máximos, así como los valores correspondientes al periodo de retorno aproximado de la MCO.

Tabla 63. Tabla con los valores estimados de C_v y T_{MCO} para cada una de las regiones estadísticas consideradas.

Región	C_V	T_{MCO}
11	0,59	3,0
12	0,54	2,5
13	0,54	2,5
21	0,48	2,5
22	1,15	6,0
23	0,66	3,5
24	0,75	4,0
25	0,75	4,0
26	0,81	4,0
31	0,79	4,0
32	0,79	4,0
33	1,04	5,0
34	0,76	4,0
41	1,20	6,0
42	1,05	5,5
43	0,83	4,0
51	0,96	5,0
52	0,74	3,5
53	1,12	5,5
54	0,66	3,5
61	1,09	5,5
71	1,13	5,5
72	1,44	7,0
73	1,07	5,5
81	0,87	4,5
82	1,21	6,0
83	1,19	6,0
84	0,88	4,5
91	0,47	2,5
92	0,70	3,5
93	1,36	7,0
94	1,04	5,0
95	0,69	3,5
96	0,50	2,5
101	0,91	4,5
102	1,39	7,0

8.1.4. Estimación de la MCO en puntos no aforados

En ocasiones, se dispone de datos de aforos en uno o diversos puntos de la cuenca, pero no en los cauces que se han de delimitar.
En estos casos, se propone calcular el valor medio de los caudales máximos anuales de diez años representativos y ajustar una función de distribución a la serie completa de registros. A partir de esta función, se calcula el periodo de retorno correspondiente al valor medio calculado. Finalmente, y mediante un modelo hidrometeorológico, se calcula, en los puntos de interés, los valores de caudal correspondientes al periodo de retorno determinado, asimilándolos al caudal de la máxima crecida ordinaria.

8.1.5. Delimitación del DPHP

Una vez estimado el caudal correspondiente a la MCO se procederá a realizar la modelización hidráulica para dicho caudal con una geometría del cauce lo más próxima posible a las condiciones naturales, en la que no se tendrán en cuenta las alteraciones antrópicas existentes, es decir, se basará en el $MDT_{natural}$. Como resultado de esta modelización hidráulica se obtendrá una delimitación de la zona inundada por la MCO que se podrá contrastar con la delimitada mediante criterios históricos y geomorfológicos y que, lógicamente, no tienen por qué coincidir.
En ocasiones, el resultado de la modelización hidráulica de la MCO puede llegar a cubrir parte de la llanura de inundación. Esto es más frecuente cuando el caudal de desbordamiento corresponde a periodos de retorno pequeños en regiones caracterizadas por una hidrología regular. En zonas donde el régimen hidrológico es más extremo, como por ejemplo en las ramblas mediterráneas, puede ocurrir lo contrario, que el resultado de la modelización hidráulica de la MCO no llegue a cubrir todo el cauce.
Como ejemplo se exponen los resultados obtenidos en el estudio del tramo bajo del río Nalón, en el que el periodo de retorno de la MCO se estima que corresponde a unos 2,7 años. En este caso, la zona inundada por la MCO cubre una zona mayor que la identificada como cauce por el análisis histórico y geomorfológico (Figura 258).
En el análisis histórico y geomorfológico se identifican tres subcategorías de Dominio Público Hidráulico probable (DPHP) denominadas DPHPa, DPHPb y DPHPc. Según este análisis, el DPHPa debería quedar comprendido en su totalidad

Figura 258. Resultado de la modelización hidráulica de la MCO y límites del DPHPa y DPHPb definidos en el análisis histórico y geomorfológico.

dentro de los límites de la zona inundada por la MCO. No ocurre lo mismo con el DPHPb, que generalmente quedará englobado dentro de los límites de la zona inundada por la MCO, pero pueden darse situaciones en las que no sea así. Por último y debido a la propia definición del DPHPc, éste no coincidirá en la mayoría de los casos con los límites definidos por la MCO.
Para ayudar en la decisión de qué zonas de las identificadas mediante el estudio geomorfológico deben ser consideradas como DPH, es conveniente determinar mediante el modelo hidráulico el caudal o rango de caudales que inundan la zona delimitada como DPHPa, y obtener su correspondiente periodo de retorno o rango de periodos de retorno. Esto puede ser útil para detectar posibles problemas en la delimitación del cauce (DPHPa) por criterios históricos y geomorfológicos, si se identifican zonas cuya inundación requiera caudales considerablemente mayores o menores que los correspondientes

Figura 259. Zonas inundadas por un rango de caudales que se ajustan al DPHPa y DPHPb definidos en el análisis histórico y geomorfológico en el tramo bajo del río Nalón.

al resto de la zona delimitada o cuyo periodo de retorno corresponda a un valor que se aleje considerablemente del obtenido para la MCO, así como para resolver posibles dudas en ciertas zonas en las que se tengan incertidumbres en el análisis histórico y geomorfológico.

Este ajuste del modelo hidráulico a la zona delimitada mediante criterios geomorfológicos puede servir también para dar continuidad a los límites del DPHP en determinadas zonas donde dicho límite, definido mediante criterios históricos y geomorfológicos, esté poco claro. En este caso, una vez ajustado el caudal que sensiblemente reproduzca el límite del DPHP en el resto del tramo, se adoptaría el resultado del modelo hidráulico en la zona dudosa.

También se recomienda determinar, a partir del modelo hidráulico, los caudales que producen la inundación de las zonas incluidas en el DPHPb y DPHPc, y sus correspondientes periodos de retorno, lo que puede servir de ayuda para decidir qué zonas de las incluidas en esas categorías deberían ser DPH.

Al igual que antes, se exponen los resultados obtenidos en el estudio del tramo bajo del río Nalón (Figura 259, Figura 260 y Figura 261) en el que para el DPHPa se ha obtenido un periodo de retorno menor a 2 años y para el DPHPb un periodo de retorno entre 2 y 3 años. Según este análisis, el DPHPa definido en el análisis histórico y geomorfológico correspondería a un caudal asociado a un periodo de retorno menor que el estimado para la MCO, y el DPHPb a un periodo de retorno similar.

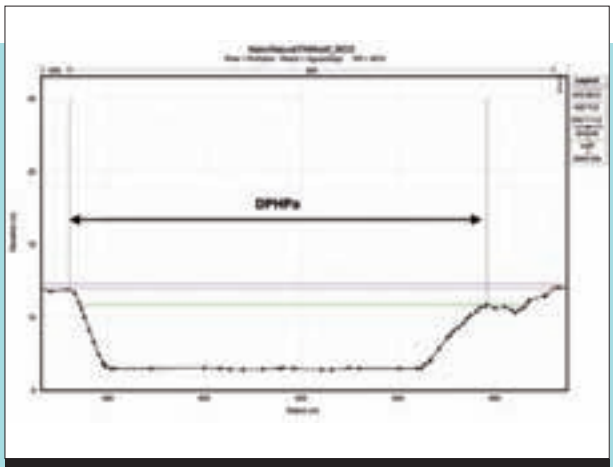


Figura 260. Límites del DPHPa definidos en el análisis histórico y geomorfológico: lámina de agua de la MCO y correspondientes a periodos de retorno menores, que se ajustan a los límites del DPHPa (margen derecha: T = 1,2 años; margen izquierda: T = 2 años).

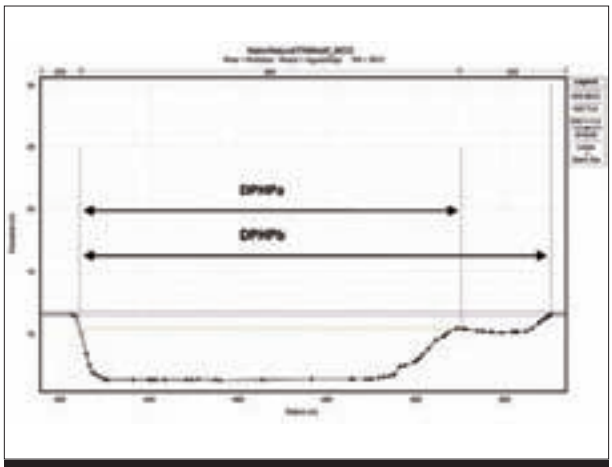


Figura 261. Límites del DPHPa y DPHPb definidos en el análisis histórico y geomorfológico: lámina de agua de la MCO y correspondientes a periodos de retorno menores, que se ajustan a los límites del DPHPa y DPHPb (DPHPa: T = 1,2 años; DPHPb: T = 2 años).

RECOMENDACIONES

La delimitación del Dominio Público Hidráulico probable mediante un criterio hidrológico-hidráulico debe servir como herramienta de apoyo a la delimitación más precisa basada en el análisis histórico y geomorfológico.

•

Se proporciona el periodo de retorno aproximado para la MCO en cada una de las regiones estadísticas consideradas, lo que permitirá realizar una estimación del caudal correspondiente a dicha crecida a partir de la información contenida en los mapas de caudales máximos. El caudal de la MCO debe calcularse en régimen natural.

•

Se recomienda realizar las siguientes modelizaciones y contrastes:

- Modelización hidráulica con el caudal de la MCO y una geometría del cauce correspondiente a las condiciones naturales, es decir, sin tener en cuenta las alteraciones antrópicas existentes ($MDT_{natural}$).
- Se determinará, mediante el modelo hidráulico, el caudal o rango de caudales que inundan la zona delimitada como DPHPa, y se obtendrá su correspondiente periodo de retorno o rango de periodos de retorno. Esto puede ser útil para detectar posibles problemas en la delimitación del cauce por criterios históricos y geomorfológicos, así como para resolver posibles dudas en ciertas zonas en las que se tengan incertidumbres. Este ajuste del modelo hidráulico a la zona delimitada mediante criterios geomorfológicos puede servir también para dar continuidad a los límites del DPHP en determinadas zonas donde esté poco claro.
- También se recomienda determinar, a partir del modelo hidráulico, los caudales que producen la inundación de las zonas incluidas en el DPHPb y DPHPc, y sus correspondientes periodos de retorno, lo que puede servir de ayuda para decidir qué zonas de las incluidas en esas categorías deberían ser DPH.

8.2

Delimitación de la zona de flujo preferente

La zona de flujo preferente (ZFP) se define, en el artículo 9.2 del Reglamento del Dominio Público Hidráulico, como aquélla constituida por la unión de la zona o zonas donde se concentra preferentemente el flujo durante las avenidas, o vía de intenso desagüe (VID), y de la zona donde, para la avenida de 100 años de periodo de retorno, se puedan producir graves daños sobre las personas y los bienes, quedando delimitado su límite exterior mediante la envolvente de ambas zonas.

Se considera que se pueden producir graves daños sobre las personas y los bienes (en adelante, zona de inundación peligrosa, ZIP), si se verifica que el calado es superior a 1 m, la velocidad mayor de 1 m/s o el producto de ambas variables mayor a 0,5 m^2/s (Figura 262). La zona en la que se pueden producir graves daños para la avenida de 100 años de periodo de retorno tiene una determinación inequívoca una vez conocida la distribución espacial de calados y velocidades en la zona inundable para dicha avenida, por lo que su delimitación no entraña ninguna dificultad técnica salvo quizá la relacionada con la elaboración del mapa de velocidades si la modelización hidráulica se ha realizado mediante un modelo unidimensional.

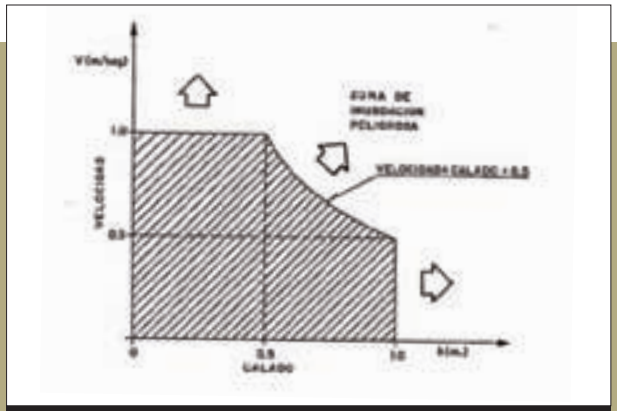


Figura 262. Criterio para la delimitación de la peligrosidad (fuente: CEDEX, 1991).

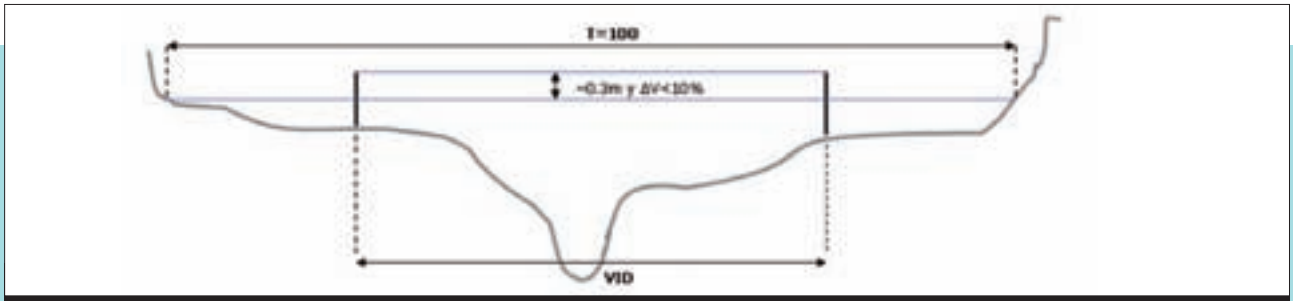


Figura 263. Criterio para la delimitación de la VID.

La VID se define como la zona por la que pasaría la avenida de 100 años de periodo de retorno sin producir una sobreelevación mayor que 0,3 m respecto a la cota de la lámina de agua que se produciría con esa misma avenida considerando toda la llanura de inundación existente (Figura 263). La determinación de esta zona entraña una mayor dificultad técnica y una mayor incertidumbre puesto que, dependiendo del criterio que se emplee, se pueden obtener múltiples soluciones que cumplen con la definición anterior. Quizá el criterio más empleado para determinarla es el de reducir la *conveyance* (magnitud que representa la capacidad de transporte de caudal) en ambas márgenes, bien en cantidades iguales en cada margen, bien en cantidades proporcionales a la capacidad de transporte total de cada una de ellas. Este criterio es el empleado de forma general en EEUU. Otra opción consiste en adoptar la solución correspondiente al ancho mínimo. Esta alternativa fue la recomendada por el CEDEX en su informe *Ordenación de zonas inundables* (CEDEX, 1991), aunque en ocasiones puede existir más de una solución con un mismo ancho igual al ancho mínimo.

En el cálculo de la VID es recomendable exigir, junto con las condiciones definidas en el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, un límite máximo en el incremento de las velocidades, que se recomienda fijar en un 10%.

Se ha realizado la determinación de la VID en diversas secciones reales de ríos con sus respectivas zonas inundables mediante distintos procedimientos, con la finalidad de evaluar las diferencias en los anchos obtenidos con los diferentes criterios (Figura 264). Los resultados obtenidos parecen indicar que las distintas soluciones proporcionan franjas de anchura muy similar, aunque sí se han encontrado diferencias sustanciales en la posición que dichas franjas ocupan dentro de la sección transversal. No parece, por tanto, crítico el realizar demasiados esfuerzos de cálculo en determinar la solución de ancho mínimo puesto que las soluciones obtenidas por otros procedimientos más simples proporcionan anchuras similares.

La cuestión de que se puedan obtener distintas soluciones para la VID con anchuras no muy distintas pero en posiciones diferentes dentro de la sección transversal es de gran importancia en la determinación de la ZFP puesto que, como se ha dicho, ésta viene determinada por la envolvente de la zona en la que se verifica la condición de inundación peligrosa y la VID. Puesto que la primera corresponde a una franja claramente determinada dentro de la sección transversal, parece lógico que se trate de encontrar una solución para la VID que coincida lo máximo posible con la zona con condición de inundación peligrosa, de tal manera que dicha franja cumpla con ambas funciones (protección de bienes y personas y protección del régimen de corrientes) reduciendo así la anchura total de la ZFP.

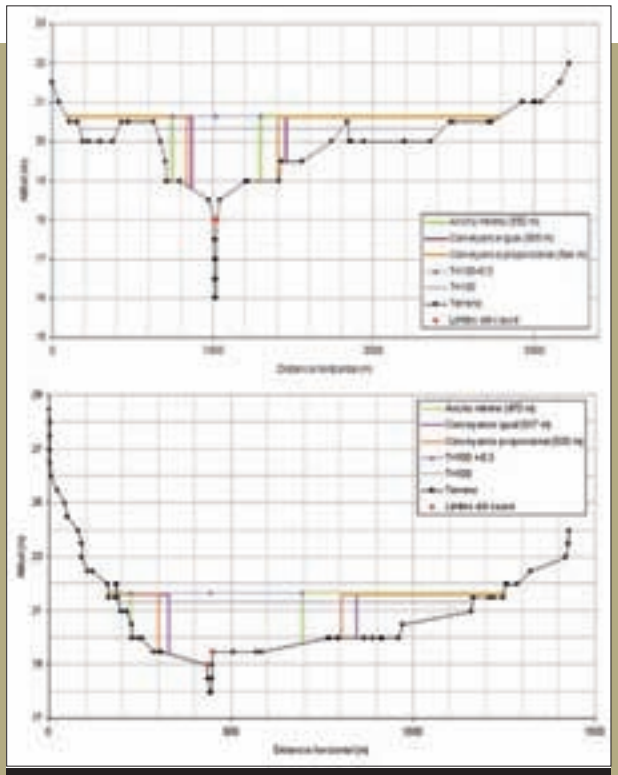


Figura 264. Comparación de distintas soluciones obtenidas para la VID mediante diferentes criterios de cálculo.

En la Figura 265 se ha representado un mapa correspondiente a un río ficticio con el que se ilustra (figura de la izquierda) la situación correspondiente al cálculo de la VID de forma independiente a la ZIP (mediante el criterio de reducción proporcional de la *conveyance* en ambas márgenes u otro similar). Los resultados obtenidos para ambas zonas son prácticamente coincidentes en algunos sitios y, sin embargo, proporcionan franjas separadas en otros, a pesar de tener anchos similares. En principio, sería posible encontrar otra solución para la VID de ancho similar pero situada en una posición diferente, prácticamente coincidente con la zona de inundación peligrosa (figura de la derecha), reduciendo de esta manera el ancho total de la ZFP.

Con la finalidad de determinar en qué circunstancias la zona correspondiente a la inundación peligrosa es más restrictiva que la correspondiente a la VID (es decir, proporciona un ancho mayor), se ha realizado la simulación de un número muy amplio de secciones transversales ficticias en las que se ha ido variando la pendiente longitudinal, el caudal, la geometría y capacidad del cauce (periodo de retorno del caudal de desbordamiento), la geometría de las márgenes, etc. (Figura 266). Según los análisis realizados, el planteamiento anterior debería solucionar la delimitación de la ZFP en la gran mayoría de los casos puesto que, según los resultados obtenidos, la zona correspondiente a la condición de inundación peligrosa es la que exige mayores anchuras en la mayoría de

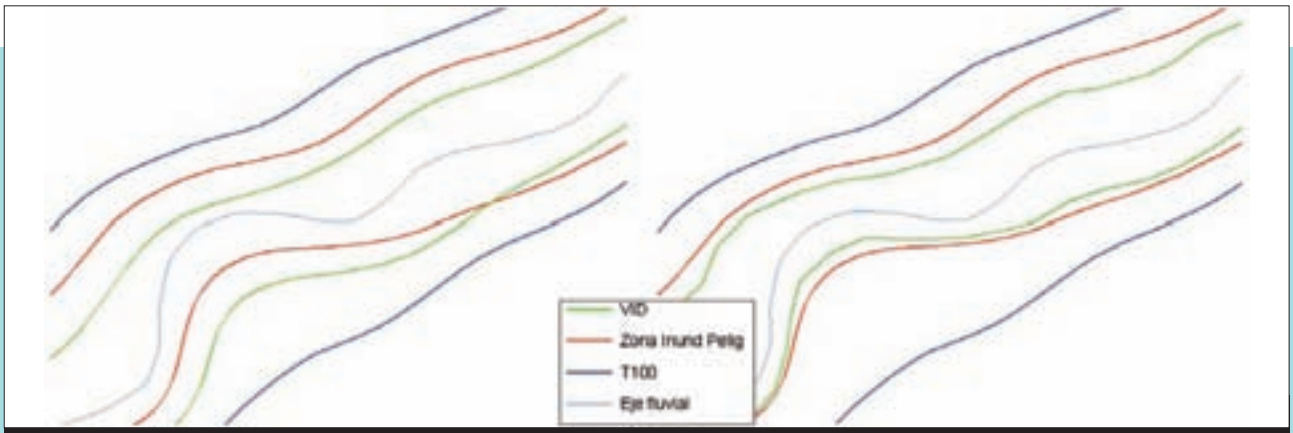


Figura 265. Diferentes soluciones para la VID en relación a la zona con la condición de inundación peligrosa.

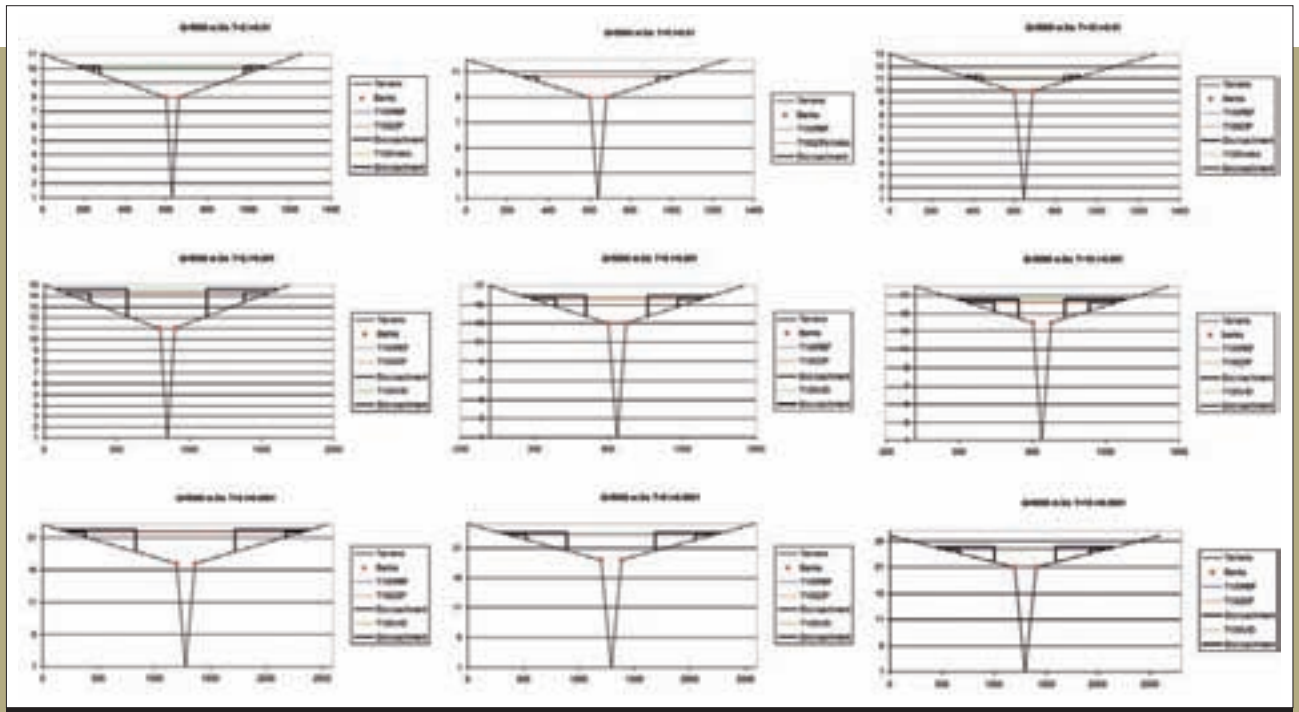


Figura 266. Secciones ficticias simuladas y resultados obtenidos.

las secciones, siendo posible encontrar una solución para la VID dentro de la franja correspondiente a la zona de inundación peligrosa. Es decir, en la mayoría de los casos, la zona correspondiente a la condición de inundación peligrosa, además de permitir reducir los daños sobre personas y bienes, es suficiente para garantizar el paso de los caudales de avenida sin que se produzcan sobreelevaciones significativas.

En aquellos casos en que no se verifique la circunstancia anterior, será necesario aumentar la anchura de la zona correspondiente a la inundación peligrosa para que pueda cumplir también con el criterio de la VID. El aumento de anchura debe realizarse de tal manera que la VID obtenida coincida lo máximo posible con la zona de inundación peligrosa y que su anchura sea la mínima posible. Puesto que la zona de inundación peligrosa está obtenida a partir de un criterio basado en el calado y la velocidad, incluyendo la zona en la que se verifica que el producto de ambas variables es mayor de 0,5 m^2/s, se recomienda ir aumentando el ancho de la zona de inundación peligrosa de tal manera que vaya incluyendo los puntos con un valor del producto del calado por velocidad cada vez menor hasta que las sobreelevaciones máximas obtenidas al limitar el flujo a dicha franja sean inferiores a 0,3 m, siempre teniendo en cuenta que las velocidades no se incrementen en más de un 10% (Figura 267). De esta manera, se garantiza que la franja obtenida para la VID se sitúe en torno a la zona de inundación peligrosa con un ancho mínimo (puesto que se van añadiendo las zonas con un mayor valor del producto de calado por velocidad, que se corresponden con las zonas con una mayor capacidad de transporte), coincidiendo lo máximo posible con la ZIP y reduciendo el ancho total de la ZFP.

Junto con las definiciones expuestas anteriormente, el Reglamento del Dominio Público Hidráulico establece que la sobreelevación máxima empleada para determinar la VID podrá, a criterio del organismo de cuenca, reducirse hasta 0,1 m cuando el incremento de la inundación pueda producir graves perjuicios o aumentarse hasta 0,5 m en zonas rurales o cuando el incremento de la inundación produzca daños reducidos. Esto proporciona un criterio complementario para determinar la VID permitiendo sobreelevaciones superiores a 0,3 m (y limitadas a un máximo de 0,5 m), en determinados supuestos entre los que podrían encontrarse los siguientes:

- Casos en que las sobreelevaciones sean muy escasas en todo el tramo salvo en alguna zona puntual. En esos casos, podrían ser admisibles sobreelevaciones de hasta 0,5 m en esas zonas puntuales de tal forma que las sobreelevaciones en el resto del tramo sean más próximas al valor requerido de 0,3 m.
- Inmediatamente aguas arriba de puentes u obras de paso de infraestructuras lineales (carreteras, ferrocarriles, canales, etc.). En este caso, hay que recordar que la *Instrucción de Drenaje Superficial de Carreteras* (MOPU, 1990) permite en zonas rurales sobreelevaciones de hasta 0,5 m aguas arriba de las obras de drenaje transversal.
- Cuando la zona de flujo se encuentra limitada lateralmente por diques o terraplenes longitudinales, tanto si están construidos expresamente para contener el flujo como si corresponden a terraplenes de infraestructuras lineales. En estos casos, estos diques o terraplenes serán considerados como límites de la VID siempre que los incrementos en la elevación de la lámina de agua para evacuar la avenida de 100 años no sean superiores a 0,5 m. Deberá asegurarse la adecuada conservación y mantenimiento de los diques.

En aquellas situaciones de desbordamiento en las cuales una parte del caudal abandona la dirección preferencial del flujo y se convierte en un curso de agua separado, puede ser necesario establecer una VID múltiple compuesta por varias franjas, una de las cuales corresponderá al cauce principal y las restantes

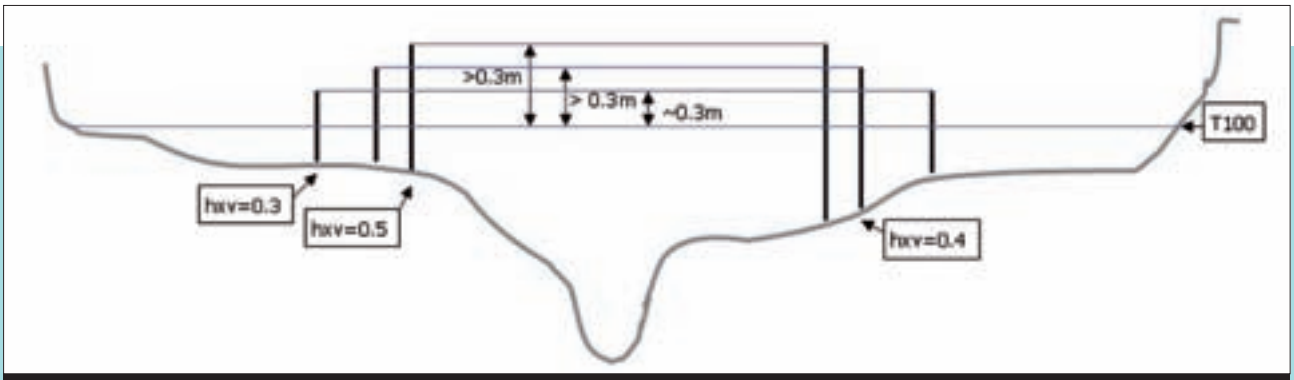


Figura 267. Criterio de ampliación de la zona con condición de inundación peligrosa para obtener la VID.

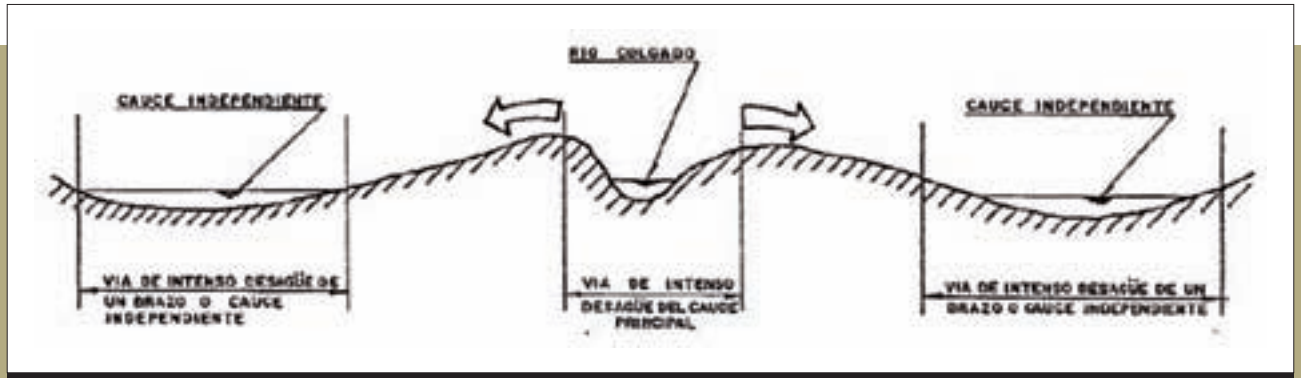


Figura 268. Definición de una VID múltiple en un río colgado (fuente: CEDEX, 1991).

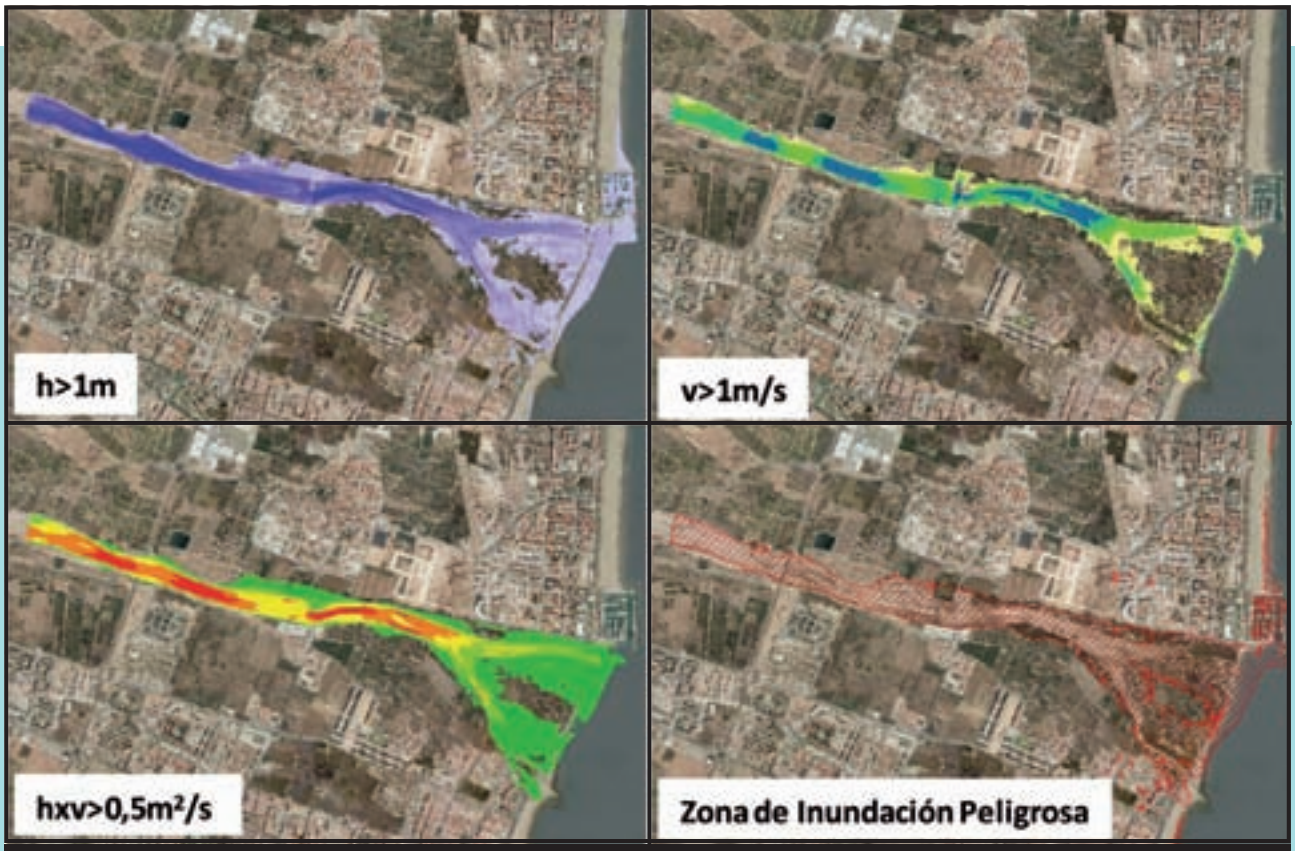


Figura 269. Capas *raster* de calados, velocidades y productos de calado por velocidad, y delimitación de la zona de inundación peligrosa en la desembocadura del río Palancia.

a las distintas vías de flujo de las aguas desbordadas. Este problema se presenta, por ejemplo, como una característica típica de los ríos colgados (Figura 268). Por tanto, según lo expuesto, el cálculo de la ZFP requerirá, en primer lugar, el cálculo de la zona correspondiente a las condiciones de inundación peligrosa para la avenida de 100 años de periodo de retorno. En la Figura 269, correspondiente al estudio piloto realizado en el tramo de la desembocadura del río Palancia, se indica el proceso de cálculo de esta zona. En primer lugar, es necesario disponer de las capas *raster* de calados y velocidades máximos resultantes de la modelización hidráulica para la avenida de 100 años. Estas capas *raster* se multiplican, utilizando las herramientas de cálculo disponibles en los SIG, para obtener un tercer *raster* del producto de calado por velocidad. En la capa *raster* de calados se deben seleccionar los valores mayores que 1 m, en el *raster* de velocidades los valores mayores que 1 m/s y en el *raster* del producto de calado por velocidad los valores mayores que 0,5 m^2/s. Finalmente, se obtiene, utilizando también las herramientas de los SIG, la envolvente de las selecciones realizadas sobre las tres capas *raster*.

Una vez delimitada la zona de inundación peligrosa se procederá al cálculo de las sobreelevaciones que se producirían, con respecto a la situación de referencia, si se obligase a que la avenida discurriese dentro de dichos límites, impidiendo el flujo fuera de los mismos (Figura 270). Si las sobreelevaciones no son superiores a 0,3 m y el incremento en las velocidades no supera el 10%, la zona de inundación peligrosa cumplirá también la función de VID. En estas circunstancias, la zona con condición de inundación peligrosa coincidirá con la ZFP. Si las sobreelevaciones son superiores a 0,3 m y/o el incremento en las velocidades es mayor a un 10%, la zona de inundación peligrosa no cumplirá las condiciones de la VID, por lo que será necesario ampliar su capacidad, añadiendo las zonas con un valor cada vez menor del producto de calado por velocidad hasta encontrar unos nuevos límites que sí cumplan dichas condiciones.

Se recomienda calcular, en primer lugar, la ZFP en condiciones naturales, es decir, correspondientes a una geometría de la llanura de inundación sin elementos artificiales ($MDT_{natural}$). Esta delimitación no corresponderá con la realidad de la situación actual pero servirá como referencia de las condiciones de inundabilidad sin alteraciones antrópicas, y permitirá el contraste de resultados con la información procedente del estudio geomorfológico. Este contraste se realizará principalmente para la situación natural debido a que las evidencias en las que se basará el análisis geomorfológico corresponderán, en general, a estas condiciones (Figura 271).

La información aportada por el análisis geomorfológico sobre la delimitación de la ZFP puede emplearse, junto con la información sobre inundaciones históricas, para calibrar el modelo hidráulico. Si al realizar este contraste se encuentra una coincidencia general en los límites definidos por ambos métodos, aunque con pequeñas desviaciones, se intentará modificar el modelo hidráulico con la finalidad de lograr el mejor ajuste posible. Para ello, se tendrá en cuenta que el ajuste del modelo a las distintas referencias históricas y a la delimitación de la ZFP puede requerir valores diferentes de sus parámetros. En estos casos, la calibración del modelo se basará en aquellas referencias históricas y evidencias geomorfológicas que se consideren más fiables o, de ser todas igualmente fiables, se elegirán aquellos valores de los parámetros que permitan un mejor ajuste general de todas las referencias.

En el caso de que se detecten discrepancias importantes, no resolubles mediante la calibración del modelo, se llevará a cabo un estudio en detalle de las zonas en las que se den estas discrepancias, con el objeto de identificar posibles errores en el modelo hidráulico o en la representación cartográfica de los resultados del mismo. De igual forma, se contará con la posibilidad de que los errores sean debidos a una incorrecta interpretación de las evidencias analizadas en el

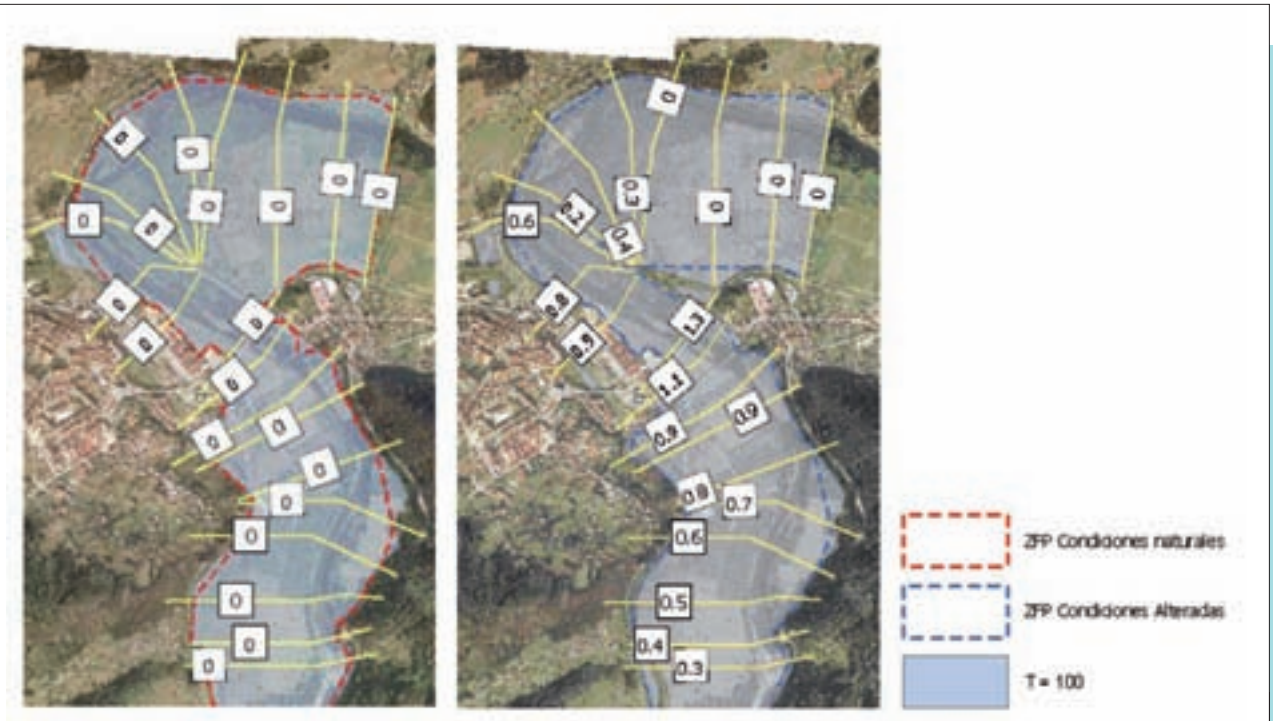


Figura 270. Comprobación de la validez de la zona de inundación peligrosa como VID en una zona del estudio piloto del tramo bajo del río Nalón. Sobreelevaciones (m) obtenidas limitando el paso de la avenida de 100 años a la ZIP para la situación natural (imagen izquierda) y para la situación alterada (imagen derecha).

análisis histórico y geomorfológico. El objetivo final, en cualquier caso, será compatibilizar los resultados.

Si las discrepancias detectadas fuesen importantes y generalizadas, podría ser debido a un error en la estimación de la ley de frecuencia de caudales. En estos casos, se procederá a su revisión y posible corrección.

Una vez compatibilizados los resultados del estudio hidráulico y geomorfológico, el límite de la ZFP se trazará a partir de ambos, de tal forma que se imponga el límite definido por el análisis geomorfológico donde las conclusiones del mismo sean claras, y el de la modelización hidráulica donde en dicho análisis puedan existir más dudas.

Junto con el cálculo de la ZFP en condiciones naturales, será necesario realizar también el cálculo para la situación correspondiente al régimen hidrológico alterado por la presencia de embalses aguas arriba del tramo de estudio. En este caso, la modelización hidráulica se realizará tanto sobre la base del terreno en condiciones naturales ($MDT_{natural}$) como alteradas o actuales (MDT_{actual}), ya que los elementos artificiales presentes en la zona inundable pueden reducir la inundabilidad en algunas zonas y aumentarla en otras. Como ZFP se tomará la envolvente de las zonas obtenidas a partir de ambas geometrías.

En el caso del cálculo en situación alterada, al realizar el cálculo de la VID, pueden encontrarse sobreelevaciones superiores a 0,5 m con respecto a la situación de referencia, originadas por la presencia de infraestructuras u otros elementos artificiales en la zona inundable. Por ejemplo, en el caso del río Nalón, se observan sobreelevaciones superiores a 0,5 m aguas arriba del puente de Cudillero. En estos casos, no se puede reducir la magnitud de las sobreelevaciones aumentando la anchura de la zona, puesto que son impuestas por la falta de capacidad de desagüe de los elementos artificiales existentes. Por ello, se recomienda identificar en la representación cartográfica de los resultados aquellos elementos artificiales que originen sobreelevaciones superiores a 0,5 m al realizar el cálculo de la VID.

Una vez realizado el ajuste de los resultados del modelo hidráulico y del estudio geomorfológico para la ZFP en condiciones naturales, se asumirán los resultados del modelo hidráulico para la situación alterada.

Las indicaciones expuestas pretenden ser una recomendación general sobre el procedimiento de cálculo a seguir para delimitar la ZFP a partir de los resultados obtenidos en la modelización hidráulica. No obstante, en ocasiones, la delimitación de la VID y, por consiguiente, de la ZFP no debe basarse exclusivamente en los cálculos hidráulicos, sino que además deberá tener en cuenta otros factores que permitan llegar a una delimitación más adecuada dadas las características o condicionantes propios de la zona en estudio. En este sentido, puede ser importante tener en cuenta la posible ocupación del terreno y los usos del suelo existentes a la hora de realizar dicha delimitación.

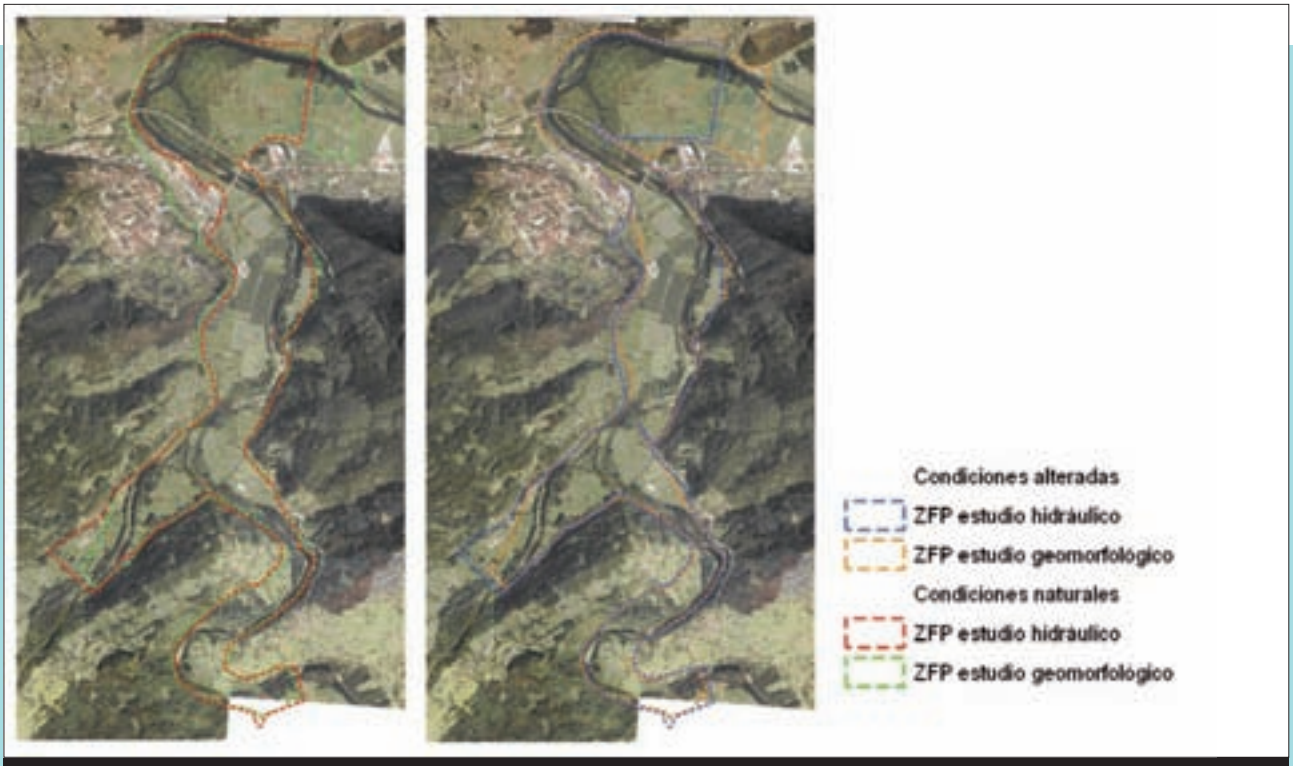


Figura 271. Contraste de resultados entre la ZFP delimitada mediante criterios geomorfológicos e hidráulicos en el tramo bajo del río Nalón. Derecha, situación natural. Izquierda, situación alterada.

RECOMENDACIONES

Para el cálculo de la VID se recomienda exigir, junto a la condición sobre el incremento de niveles, un límite máximo al incremento de velocidades de un 10%.

Para calcular la ZFP se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

- Delimitar la zona correspondiente a la condición de inundación peligrosa para la avenida de 100 años de periodo de retorno, la cual se puede calcular, a partir de las capas *raster* de calados y velocidades máximas, utilizando las herramientas de cálculo disponibles en los SIG.
- Una vez delimitada la zona con condición de inundación peligrosa, se calcularán las sobreelevaciones producidas para la avenida de 100 años de periodo de retorno respecto a la situación de referencia, al limitar el paso de la avenida a dicha zona. Si se cumplen las condiciones exigidas a la VID, la ZFP coincidirá con la zona delimitada para la condición de inundación peligrosa.
- En caso contrario, para definir la ZFP se recomienda ir aumentando el ancho de la zona de inundación peligrosa, de tal forma que vaya incluyendo los puntos con un valor del producto del calado por velocidad cada vez menor hasta que las sobreelevaciones máximas obtenidas al limitar el flujo a dicha franja cumplan las condiciones exigidas a la VID.

Se recomienda calcular en primer lugar la ZFP en condiciones naturales, es decir, correspondientes a una geometría de la llanura de inundación sin elementos artificiales ($MDT_{natural}$). Esta delimitación se contrastará con la obtenida a partir del estudio geomorfológico y se tratará de ajustar el modelo hidráulico para que los resultados de ambos estudios coincidan lo mejor posible. En caso de no ser posible el ajuste, se analizarán las discrepancias para solucionar posibles errores en el estudio hidrológico-hidráulico o histórico-geomorfológico.

Se calculará también la ZFP correspondiente al régimen hidrológico alterado. En este caso, la modelización hidráulica se realizará tanto sobre la base del terreno en condiciones naturales ($MDT_{natural}$) como alteradas o actuales (MDT_{actual}). Como ZFP se tomará la envolvente de las zonas obtenidas a partir de ambas geometrías. En este caso, se asumirán los resultados del modelo hidráulico al corresponder, en general, las evidencias geomorfológicas a la situación natural.

8.3

Zonificación de la inundabilidad

Como resultado del estudio hidrológico-hidráulico se definirán los límites de las zonas cubiertas por los máximos niveles alcanzados durante las avenidas de, al menos, los periodos de retorno de 10, 100 y 500 años. Para delimitar estas zonas se considerarán las siguientes situaciones de cálculo:

a) Situación correspondiente al régimen natural: este cálculo se realizará para los caudales en régimen natural (que pueden obtenerse de los mapas de caudales máximos) y para una geometría del terreno correspondiente a las condiciones naturales ($MDT_{natural}$), en la que se mantendrán únicamente aquellas alteraciones artificiales, como rellenos urbanizados, que se puedan considerar como permanentes.

b) Situación correspondiente al régimen alterado: en este caso se realizarán los cálculos para los caudales alterados por la presencia de embalses en la cuenca obtenidos a partir del estudio hidrológico. La modelización hidráulica se realizará sobre la base del terreno en condiciones alteradas o actuales (MDT_{actual}).

Se deberá realizar un contraste de los resultados obtenidos a partir del modelo hidráulico con los obtenidos del análisis histórico y geomorfológico. En el análisis histórico y geomorfológico se identifican tres categorías de inundabilidad: muy alta (que equivaldría a un periodo de retorno menor o igual a 10 años), alta (para periodos de retorno entre 10 y 100 años) y media/baja (relacionada con periodos de retorno entre 100 y 500 años). Esta zonificación está basada en información obtenida, sobre todo, para eventos de periodos de retorno bajos relacionados con una mayor inundabilidad. Es necesario tener en cuenta que esta asignación de periodos de retorno es sólo aproximada.

No obstante, la inundabilidad deducida del análisis histórico y geomorfológico debería quedar reflejada en los resultados del modelo hidráulico. Si en el contraste de resultados se detectan discrepancias importantes, se procederá a la revisión tanto del estudio hidrológico-hidráulico como del histórico-geomorfológico para corregir los posibles errores existentes. Si no existen discrepancias importantes entre ambos resultados y el modelo hidráulico ha sido previamente ajustado a partir de las referencias del análisis histórico y geomorfológico y de la ZFP, se asumirán los resultados obtenidos en la modelización hidráulica.

Como ejemplo, se expone la comparación de resultados de los estudios hidrológico-hidráulico e histórico-geomorfológico realizada para el estudio del tramo bajo del río Nalón (Figura 272). Se observa que, en general, hay una buena coincidencia en los límites que definen las distintas zonas inundables. No obstante, en una zona se detectaron discrepancias que, como se comprueba en la Figura 273, pueden ser debidas a que en el análisis histórico y geomorfológico se tuvo en cuenta la inundación producida por un torrente lateral, mientras que en el estudio hidráulico no. ■

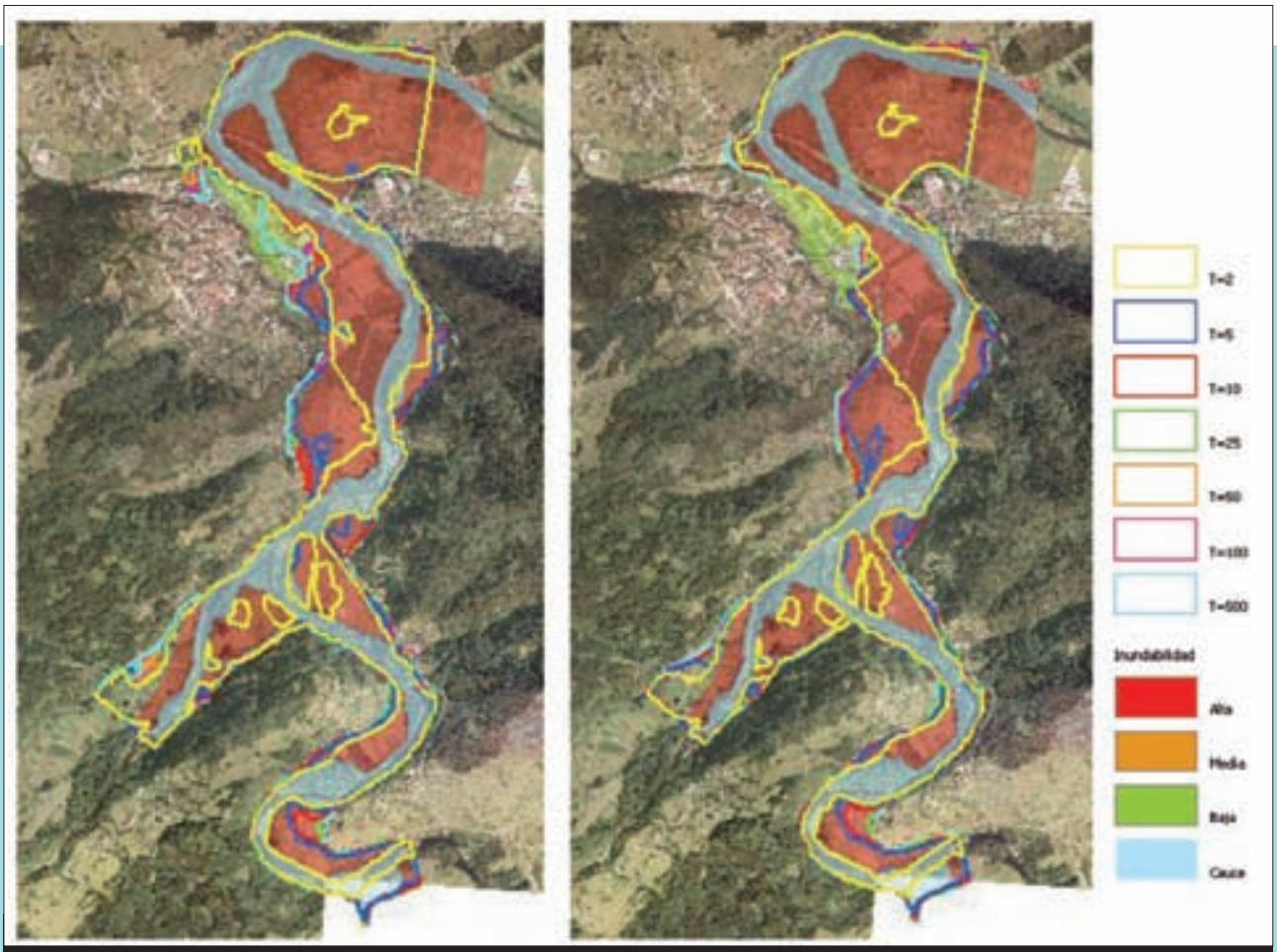


Figura 272. Imágenes de la zona de estudio con la inundabilidad definida por el análisis histórico y geomorfológico y por la modelización hidráulica en condiciones naturales (imagen izquierda) y alteradas (imagen derecha), correspondiente al estudio del tramo bajo del río Nalón.

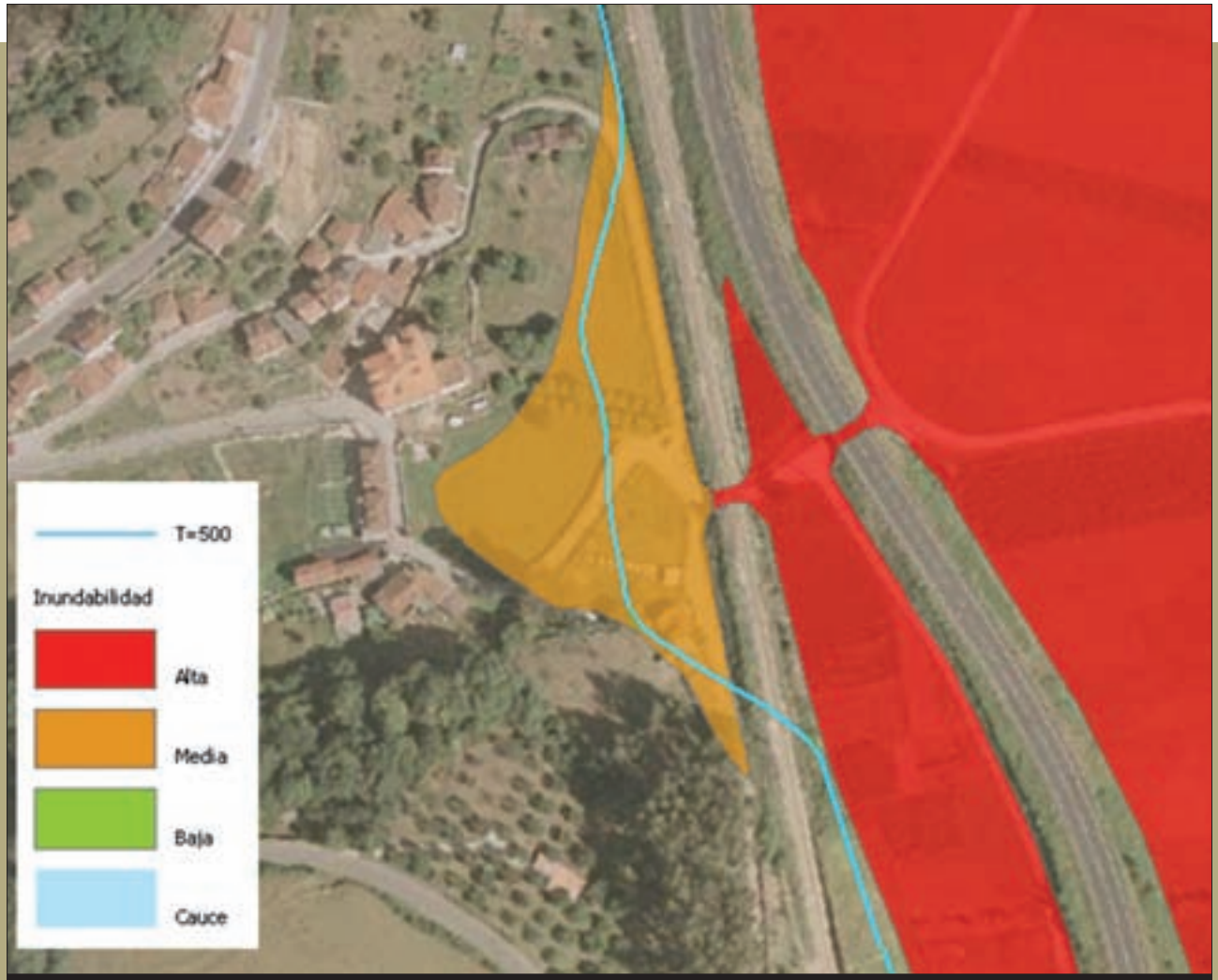


Figura 273. Discrepancias entre la zonificación de inundabilidad procedente del análisis histórico y geomorfológico y la delimitación de la avenida de 500 años de periodo de retorno a partir de la modelización hidráulica.

RECOMENDACIONES

Como resultado del estudio hidrológico-hidráulico se definirán los límites de las zonas cubiertas por los máximos niveles alcanzados durante las avenidas de, al menos, los periodos de retorno de 10, 100 y 500 años.

Para delimitar estas zonas se considerarán las siguientes situaciones de cálculo:

- Situación correspondiente al régimen natural: se realizará para los caudales en régimen natural y para una geometría del terreno correspondiente a las condiciones naturales ($MDT_{natural}$).
- Situación correspondiente al régimen alterado: se realizarán los cálculos para los caudales alterados y sobre la base del terreno en condiciones alteradas o actuales (MDT_{actual}).

La inundabilidad deducida del análisis histórico y geomorfológico debería quedar adecuadamente reflejada en los resultados del modelo hidráulico.

ANEJO I

AJUSTE DE LA FUNCIÓN SQRT-ETmáx MEDIANTE MOMENTOS PONDERADOS PROBABILÍSTICAMENTE

La determinación de los dos parámetros de la función SQRT-ETmáx (parámetro de escala α y parámetro de forma k) a partir de los momentos ponderados probabilísticamente, supone la resolución del siguiente sistema de ecuaciones:

$$M_{100} = \frac{k}{1-e^{-k}} \frac{I_1}{\alpha}$$

$$m_1 = \frac{2\left(1-e^{-k}\right)}{kI_1} \int_0^1 z^2 \cdot F \cdot dF$$

Siendo z igual $\sqrt{\alpha,x}$, x la variable aleatoria, F la función de distribución, α y k sus parámetros, y donde I_1 viene dado por la integral:

$$I_1 = \int_0^\infty z \cdot e^{-\sqrt{z}} \cdot \exp\left\{-k\left(1+\sqrt{z}\right) \cdot e^{-\sqrt{z}}\right\} \cdot dz$$

Tanto la integral que interviene en la expresión matemática de m_1 como la que interviene en la de I_1 no tienen solución analítica y deben ser calculadas mediante procedimientos numéricos.

El momento m_1 depende únicamente del parámetro k a través de la relación representada gráficamente en la Figura 1 y tabulada en la Tabla 1 (elaborada por Ferrer *et al.*, 1999). La interpolación en la Tabla 1 o la consulta de la Figura 1 permite obtener el valor del parámetro k si previamente se ha determinado el valor de m_1 a partir de los datos de la muestra. De manera alternativa, puede calcularse el valor del parámetro de forma k empleando la siguiente aproximación polinómica (Ferrer *et al.*, 1999), válida para 0,560 ≤ m_1 ≤ 0,715, que proporciona el logaritmo de k en función de m_1:

$$\ln(k) = -14237,9 \cdot m_1^3 + 26100,6 \cdot m_1^2 - 16009,5 \cdot m_1 + 3290,01$$

para m_1 ≤ 0,605.

$$\ln(k) = -1278,33 \cdot m_1^3 + 2692,31 \cdot m_1^2 - 1908,37 \cdot m_1 + 456,995$$

para m_1 > 0,605.

Una vez conocido el parámetro k, se puede determinar el parámetro α a partir de la expresión matemática correspondiente al momento m_{100}, para lo cual es necesario previamente determinar el valor de I_1 en función del valor de k a partir de la Tabla 2 (elaborada por Ferrer *et al.*, 1999), o de la Figura 2. De manera alternativa, puede calcularse el valor de I_1 empleando la siguiente aproximación polinómica (Ferrer *et al.*, 1999) en función del logaritmo de k:

$$I_1 = -0,00015947 \cdot (\ln k)^5 + 0,0073489 \cdot (\ln k)^4 - 0,1406 \cdot (\ln k)^3 + 1,39611 \cdot (\ln k)^2 - 7,1831 \cdot \ln k + 15,3274$$

para 0,25 ≤ C_v ≤ 0,39

$$I_1 = 0,0033553 \cdot (\ln k)^5 - 0,0709991 \cdot (\ln k)^4 + 0,55121 \cdot (\ln k)^3 - 1,62227 \cdot (\ln k)^2 - 0,706919 \cdot \ln k + 9,91329$$

para 0,39 ≤ C_v ≤ 0,90

siendo C_v el coeficiente de variación ordinario de la muestra. ■

Tabla 1. Valores del parámetro k en función de m_1.

k	m_1	k	m_1	k	m_1	k	m_1
5418,23	0,5652	23,10	0,6452	110,74	0,6072	9,03	0,6840
3736,82	0,5677	21,53	0,6476	97,08	0,6096	8,65	0,6862
2648,47	0,5703	20,14	0,6499	85,55	0,6120	8,30	0,6884
1925,17	0,5728	18,86	0,6522	75,81	0,6144	7,97	0,6906
1431,52	0,5753	17,70	0,6545	67,57	0,6168	7,66	0,6928
1085,40	0,5777	16,65	0,6568	60,47	0,6193	7,37	0,6949
838,43	0,5802	15,69	0,6591	54,44	0,6216	7,09	0,6970
657,89	0,5827	14,80	0,6614	49,18	0,6240	6,83	0,6991
524,05	0,5852	14,01	0,6637	44,64	0,6264	6,58	0,7011
423,23	0,5877	13,26	0,6660	40,63	0,6288	6,35	0,7031
346,16	0,5901	12,58	0,6683	37,15	0,6311	6,12	0,7051
286,22	0,5926	11,95	0,6705	34,07	0,6335	5,91	0,7070
239,01	0,5950	11,37	0,6728	31,46	0,6357	5,71	0,7089
201,69	0,5975	10,83	0,6751	28,91	0,6382	5,52	0,7107
171,60	0,5999	10,33	0,6773	26,76	0,6405	5,33	0,7124
147,20	0,6024	9,87	0,6796	24,84	0,6429	5,16	0,7141
127,23	0,6048	9,43	0,6818				

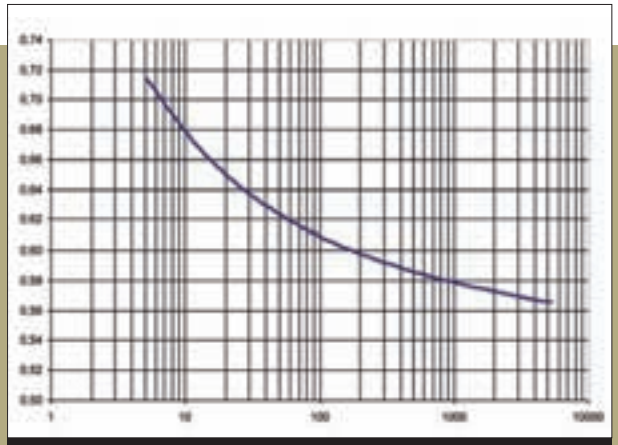


Figura 1. Representación gráfica de la relación entre el parámetro k, eje de abscisas, y m_1, eje de ordenadas, en escala logarítmica.

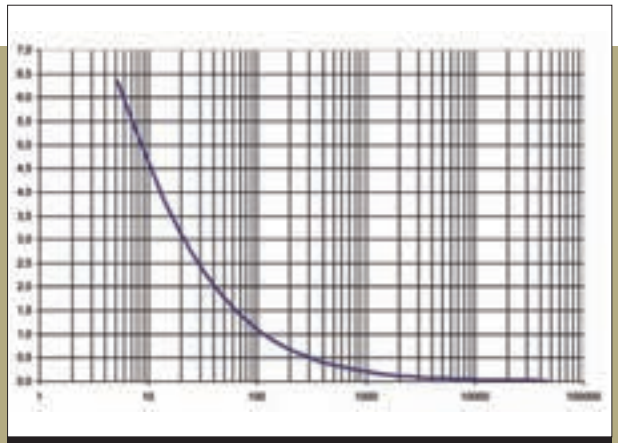


Figura 2. Representación gráfica de I_1, eje de ordenadas, en función del parámetro k, eje de abscisas, en escala logarítmica.

Tabla 2. Valores de I_1 en función del parámetro k.

k	I_1	k	I_1
5,16	6,3470	590,67	0,2983
6,19	5,8574	708,80	0,2593
7,43	5,3783	850,56	0,2252
8,92	4,9153	1020,68	0,1953
10,70	4,4729	1224,81	0,1693
12,84	4,0543	1469,77	0,1467
15,41	3,6615	1763,73	0,1269
18,49	3,2958	2116,48	0,1098
22,19	2,9575	2539,77	0,0949
26,62	2,6464	3047,72	0,0819
31,95	2,3618	3657,27	0,0707
38,34	2,1026	4388,72	0,0610
46,01	1,8676	5266,47	0,0526
55,21	1,6553	6319,76	0,0453
66,25	1,4642	7583,71	0,0390
79,50	1,2928	9100,46	0,0335
95,40	1,1394	10920,55	0,0288
114,48	1,0026	13104,66	0,0248
137,37	0,8809	15725,59	0,0213
164,84	0,7727	18870,71	0,0183
197,81	0,6770	22644,86	0,0157
237,38	0,5923	27137,83	0,0135
284,85	0,5175	32608,60	0,0115
341,82	0,4517	39130,32	0,0099
410,19	0,3938	46956,38	0,0085
492,22	0,3429		

ANEJO II

TABLAS DE VALORES DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA (mm)

- RECOMENDACIONES DE LA INSTRUCCIÓN DE DRENAJE SUPERFICIAL DE CARRETERAS (MOPU, 1990)
- VALORES RECOMENDADOS DE P0 A PARTIR DE LA ZONIFICACIÓN DEL CORINE LAND COVER 2000

Tabla 1. Valores del umbral de escorrentía (mm) según la *Instrucción de Drenaje Superficial de Carreteras* (MOPU, 1990).

Uso del suelo	Pendiente (%)	A	B	C	D
Barbecho R	≥ 3	15	8	6	4
Barbecho N	≥ 3	17	11	8	6
Barbecho R/N	< 3	20	14	11	8
Cultivos en hilera R	≥ 3	23	13	8	6
Cultivos en hilera N	≥ 3	25	16	11	8
Cultivos en hilera R/N	< 3	28	19	14	11
Cereales de invierno R	≥ 3	29	17	10	8
Cereales de invierno N	≥ 3	32	19	12	10
Cereales de invierno R/N	< 3	34	21	14	12
Rotación de cultivos pobres R	≥ 3	26	15	9	6
Rotación de cultivos pobres N	≥ 3	28	17	11	8
Rotación de cultivos pobres R/N	< 3	30	19	13	10
Rotación de cultivos densos R	≥ 3	37	20	12	9
Rotación de cultivos densos N	≥ 3	42	23	14	11
Rotación de cultivos densos R/N	< 3	47	25	16	13
Pradera pobre	≥ 3	24	14	8	6
Pradera media	≥ 3	53	23	14	9
Pradera buena	≥ 3	70	33	18	13
Pradera muy buena	≥ 3	80	41	22	15
Pradera pobre	< 3	58	25	12	7
Pradera media	< 3	80	35	17	10
Pradera buena	< 3	120	55	22	14
Pradera muy buena	< 3	250	100	25	16
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal pobre	≥ 3	62	26	15	10
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal medio	≥ 3	80	34	19	14
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal bueno	≥ 3	100	42	22	15
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal pobre	< 3	75	34	19	14
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal medio	< 3	95	42	22	15
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal bueno	< 3	150	50	25	16
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) muy clara		40	17	8	5
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) clara		60	24	14	10
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) media		75	34	22	16
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) espesa		90	47	31	23
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...) muy espesa		120	65	43	33
Rocas permeables	≥ 3	3	3	3	3
Rocas permeables	< 3	5	5	5	5
Rocas impermeables	≥ 3	2	2	2	2
Rocas impermeables	< 3	4	4	4	4

N: cultivo según las curvas de nivel. R: cultivo según la línea de máxima pendiente.

Tabla 2. Valores del umbral de escorrentía (mm) para la clasificación de usos del suelo del CLC2000.

Código CLC2000	Uso de suelo	Pendiente (%)	A	B	C	D
11100	Tejido urbano continuo		1	1	1	1
11200	Tejido urbano discontinuo		24	14	8	6
11200	Urbanizaciones		24	14	8	6
11210	Estructura urbana abierta		24	14	8	6
11220	Urbanizaciones exentas y/o ajardinadas		24	14	8	6
12100	Zonas industriales y comerciales		6	4	3	3
12100	Granjas agrícolas		24	14	8	6
12110	Zonas industriales		12	7	5	4
12120	Grandes superficies de equipamiento y servicios		6	4	3	3
12200	Redes viarias, ferroviarias y terrenos asociados		1	1	1	1
12210	Autopistas, autovías y terrenos asociados		1	1	1	1
12220	Complejos ferroviarios		12	7	5	4
12300	Zonas portuarias		1	1	1	1
12400	Aeropuertos		24	14	8	6
13100	Zonas de extracción minera		16	9	6	5
13200	Escombreras y vertederos		20	11	8	6
13300	Zonas de construcción		24	14	8	6
14100	Zonas verdes urbanas		53	23	14	10
14200	Instalaciones deportivas y recreativas		79	32	18	13
14210	Campos de golf		79	32	18	13
14220	Resto de instalaciones deportivas y recreativas		53	23	14	10
21100	Tierras de labor en secano (cereales) R	≥3	29	17	10	8
21100	Tierras de labor en secano (cereales) N	≥3	32	19	12	10
21100	Tierras de labor en secano (cereales) R/N	<3	34	21	14	12
21100	Tierras de labor en secano (viveros)		0	0	0	0
21100	Tierras de labor en secano (hortalizas) R	≥3	23	13	8	6
21100	Tierras de labor en secano (hortalizas) N	≥3	25	16	11	8
21100	Tierras de labor en secano (hortalizas) R/N	<3	29	19	14	11
21100	Tierras abandonadas	≥3	16	10	7	5
21100	Tierras abandonadas	<3	20	14	11	8
21200	Terrenos regados permanentemente R	≥3	37	20	12	9
21200	Terrenos regados permanentemente N	≥3	42	23	14	11
21200	Terrenos regados permanentemente R/N	<3	47	25	16	13
21210	Cultivos herbáceos en regadío R	≥3	37	20	12	9
21210	Cultivos herbáceos en regadío N	≥3	42	23	14	11
21210	Cultivos herbáceos en regadío R/N	<3	47	25	16	13
21220	Otras zonas de irrigación		0	0	0	0
21300	Arrozales		47	25	16	13

Código CLC2000	Uso de suelo	Pendiente (%)	A	B	C	D
22100	Viñedos	≥3	62	28	15	10
22100	Viñedos	<3	75	34	19	14
22110	Viñedos en secano	≥3	62	28	15	10
22110	Viñedos en secano	<3	75	34	19	14
22120	Viñedos en regadío	≥3	62	28	15	10
22120	Viñedos en regadío	<3	75	34	19	14
22200	Frutales y plantaciones de bayas	≥3	80	34	19	14
22200	Frutales y plantaciones de bayas	<3	95	42	22	15
22210	Frutales en secano	≥3	62	28	15	10
22210	Frutales en secano	<3	75	34	19	14
22220	Frutales en regadío	≥3	80	34	19	14
22220	Frutales en regadío	<3	95	42	22	15
22221	Cítricos	≥3	80	34	19	14
22221	Cítricos	<3	95	42	22	15
22222	Frutales tropicales	≥3	80	34	19	14
22222	Frutales tropicales	<3	95	42	22	15
22223	Otros frutales en regadío	≥3	80	34	19	14
22223	Otros frutales en regadío	<3	95	42	22	15
22300	Olivares	≥3	62	28	15	10
22300	Olivares	<3	75	34	19	14
22310	Olivares en secano	≥3	62	28	15	10
22310	Olivares en secano	<3	75	34	19	14
22320	Olivares en regadío	≥3	62	28	15	10
22320	Olivares en regadío	<3	75	34	19	14
23100	Prados y praderas	≥3	70	33	18	13
23100	Prados y praderas	<3	120	55	22	14
23100	Pastos en tierras abandonadas	≥3	24	14	8	6
23100	Pastos en tierras abandonadas	<3	58	25	12	7
23100	Prados arbolados	≥3	70	33	18	13
23100	Prados arbolados	<3	120	55	22	14
24100	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes	≥3	39	20	12	8
24100	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes	<3	66	29	15	10
24110	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en secano	≥3	39	20	12	8
24110	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en secano	<3	66	29	15	10
24120	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en regadío	≥3	75	33	18	14
24120	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en regadío	<3	106	48	22	15
24211	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en secano R	≥3	26	15	9	6

Código CLC2000	Uso de suelo	Pendiente (%)	A	B	C	D
24211	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en secano N	≥3	28	17	11	8
24211	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en secano R/N	<3	30	19	13	10
24212	Mosaico de cultivos permanentes en secano	≥3	62	28	15	10
24212	Mosaico de cultivos permanentes en secano	<3	75	34	19	14
24213	Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en secano	≥3	39	20	12	8
24213	Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en secano	<3	66	29	15	10
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío R	≥3	37	20	12	9
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío N	≥3	42	23	14	11
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío R/N	<3	47	25	16	13
24222	Mosaico de cultivos permanentes en regadío	≥3	80	34	19	14
24222	Mosaico de cultivos permanentes en regadío	<3	95	42	22	15
24223	Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en regadío	≥3	75	33	18	14
24223	Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en regadío	<3	106	48	22	15
24230	Mosaico de cultivos mixtos en secano y regadío R	≥3	31	17	10	8
24230	Mosaico de cultivos mixtos en secano y regadío N	≥3	34	20	13	10
24230	Mosaico de cultivos mixtos en secano y regadío R/N	<3	37	22	14	11
24310	Mosaico de cultivos agrícolas en secano R con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	≥3	26	15	9	6
24310	Mosaico de cultivos agrícolas en secano N con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	≥3	28	17	11	8
24310	Mosaico de cultivos agrícolas en secano R/N con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	<3	30	19	13	10
24320	Mosaico de cultivos agrícolas en regadío R con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	≥3	37	20	12	9
24320	Mosaico de cultivos agrícolas en regadío N con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	≥3	42	23	14	11
24320	Mosaico de cultivos agrícolas en regadío R/N con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	<3	47	25	16	13
24330	Mosaico de prados o praderas con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	≥3	70	33	18	13
24330	Mosaico de prados o praderas con espacios significativos de vegetación natural y seminatural	<3	120	55	22	14
24400	Sistemas agroforestales	≥3	53	23	14	9
24400	Sistemas agroforestales	<3	80	35	17	10
24410	Pastizales, prados o praderas con arbolado adehesado	≥3	53	23	14	9

Código CLC2000	Uso de suelo	Pendiente (%)	A	B	C	D
24410	Pastizales, prados o praderas con arbolado adehesado	<3	80	35	17	10
24420	Cultivos agrícolas con arbolado adehesado	≥3	53	23	14	9
24420	Cultivos agrícolas con arbolado adehesado	<3	80	35	17	10
31100	Frondosas		90	47	31	23
31110	Perennifolias		90	47	31	23
31120	Caducifolias y marcescentes		90	47	31	23
31130	Otras frondosas de plantación	≥3	79	34	19	14
31130	Otras frondosas de plantación	<3	94	42	22	15
31140	Mezclas de frondosas		90	47	31	23
31150	Bosques de ribera		76	34	22	16
31160	Laurisilva macaronésica		90	47	31	23
31200	Bosques de coníferas		90	47	31	23
31210	Bosques de coníferas de hojas aciculares		90	47	31	23
31220	Bosques de coníferas de hojas tipo cupresáceo		90	47	31	23
31300	Bosque mixto		90	47	31	23
32100	Pastizales naturales	≥3	53	23	14	9
32100	Pastizales naturales	<3	80	35	17	10
32100	Prados alpinos	≥3	70	33	18	13
32100	Prados alpinos	<3	120	55	22	14
32100	Formaciones herbáceas de llanuras aluviales inundadas y llanuras costeras, tierras bajas	≥3	70	33	18	13
32100	Formaciones herbáceas de llanuras aluviales inundadas y llanuras costeras, tierras bajas	<3	120	55	22	14
32110	Pastizales supraforestales	≥3	70	33	18	13
32110	Pastizales supraforestales	<3	120	55	22	14
32111	Pastizales supraforestales templado-oceánicos, pirenaicos y orocantábricos	≥3	70	33	18	13
32111	Pastizales supraforestales templado-oceánicos, pirenaicos y orocantábricos	<3	120	55	22	14
32112	Pastizales supraforestales mediterráneos	≥3	24	14	8	6
32112	Pastizales supraforestales mediterráneos	<3	57	25	12	7
32121	Otros pastizales templado oceánicos	≥3	53	23	14	9
32121	Otros pastizales templado oceánicos	<3	79	35	17	10
32122	Otros pastizales mediterráneos	≥3	24	14	8	6
32122	Otros pastizales mediterráneos	<3	57	25	12	7
32200	Landas y matorrales mesófilas		76	34	22	16
32210	Landas y matorrales en climas húmedos. Vegetación mesófila		76	34	22	16
32220	Fayal-brezal macaronésico		60	24	14	10
32300	Vegetación esclerófila		60	24	14	10
32311	Grandes formaciones de matorral denso o medianamente denso		75	34	22	16

Código CLC2000	Uso de suelo	Pendiente (%)	A	B	C	D
32312	Matorrales subarbustivos o arbustivos muy poco densos		60	24	14	10
32320	Matorrales xerófilos macaronésicos		40	17	8	5
32400	Matorral boscoso de transición		75	34	22	16
32400	Claras de bosques		40	17	8	5
32400	Zonas empantanadas fijas o en transición		60	24	14	10
32410	Matorral boscoso de frondosas		75	34	22	16
32420	Matorral boscoso de coníferas		75	34	22	16
32430	Matorral boscoso de bosque mixto		75	34	22	16
33110	Playas y dunas		152	152	152	152
33120	Ramblas con poca o sin vegetación		15	8	6	4
33200	Roquedo		2	2	2	2
33210	Rocas desnudas con fuerte pendiente		2	2	2	2
33220	Afloramientos rocosos y canchales	≥3	2	2	2	2
33220	Afloramientos rocosos y canchales	<3	4	4	4	4
33230	Coladas lávicas cuaternarias	≥3	3	3	3	3
22230	Coladas lávicas cuaternarias	<3	5	5	5	5
33300	Espacios con vegetación escasa	≥3	24	14	8	6
33300	Espacios con vegetación escasa	<3	58	25	12	7
33310	Xeroestepa subdesértica	≥3	24	14	8	6
33310	Xeroestepa subdesértica	<3	58	25	12	7
33320	Cárcavas y/o zonas en proceso de erosión		15	8	6	4
33330	Espacios orófilos altitudinales con vegetación escasa	≥3	24	14	8	6
33330	Espacios orófilos altitudinales con vegetación escasa	<3	58	25	12	7
33400	Zonas quemadas		15	8	6	4
33500	Glaciares y nieves permanentes		0	0	0	0
41100	Humedales y zonas pantanosas		2	2	2	2
41200	Turberas y prados turbosos		248	99	25	16
42100	Marismas		2	2	2	2
42200	Salinas		5	5	5	5
42300	Zonas llanas intermareales		0	0	0	0
51100	Cursos de agua		0	0	0	0
51110	Ríos y cauces naturales		0	0	0	0
51120	Canales artificiales		0	0	0	0
51210	Lagos y lagunas		0	0	0	0
51210	Lagos y lagunas (almacenamiento de agua)		0	0	0	0
51120	Embalses		0	0	0	0
51120	Embalses (almacenamiento de agua)		0	0	0	0
52100	Lagunas costeras		0	0	0	0
52200	Estuarios		0	0	0	0
52300	Mares y océanos		0	0	0	0

N: cultivo según las curvas de nivel. R: cultivo según la línea de máxima pendiente.

ANEJO III

EJEMPLO DE CÁLCULO DE CAUDALES EN RÉGIMEN ALTERADO MEDIANTE GENERACIÓN ESTOCÁSTICA DE PRECIPITACIONES

A modo de ejemplo, se expone en este anejo el estudio hidrológico en régimen alterado del río Albaida. El estudio se ha basado en la generación sintética de eventos de tormenta mediante la aplicación del modelo Raingen, modelo estocástico multidimensional de lluvia orientado a la modelización de eventos máximos de carácter convectivo desarrollado por la Universidad Politécnica de Valencia. Para poder aprovechar de manera adecuada la información sobre la estructura espacio-temporal de la lluvia contenida en los campos sintéticos de precipitaciones, se requiere la utilización de un modelo hidrológico distribuido. Concretamente, en este ejemplo, se ha empleado el modelo hidrológico TETIS, desarrollado también por la Universidad Politécnica de Valencia para realizar la simulación de eventos de crecida en cuencas naturales.

Hay que destacar que el modelo Raingen está orientado a la generación estocástica de eventos de tormenta aislados, por lo que no se aborda el proceso de generación dentro del continuo temporal y no se tiene en cuenta la probabilidad de ocurrencia de los eventos dentro del año. Debido a esta circunstancia, el conjunto de caudales obtenido a partir de las tormentas no permite la construcción de una serie sintética de caudales máximos anuales y su posterior tratamiento mediante las técnicas estadísticas habituales, ya que no representa la estructura de probabilidad real de los caudales de avenida. Para solventar este problema, en este ejemplo se ha recurrido a establecer una equivalencia entre caudales naturales y alterados a través de una ecuación analítica.

1. Descripción de la zona de estudio

La cuenca del río Albaida, afluente del río Júcar en su zona sureste (Figura 1), tiene una superficie del orden de 1.300 km^2. Esta cuenca, en la que se encuentra la presa de Bellús, fue seleccionada debido a que es bastante representativa del sistema hidrológico presente en el arco mediterráneo español, donde la obtención de las leyes de frecuencia en régimen alterado puede presentar una mayor dificultad, debido a que en esta zona las tormentas se caracterizan por lluvias de muy alta intensidad y corta duración, de origen convectivo, con una gran variabilidad tanto espacial como temporal de la precipitación.

La cuenca del río Albaida está formada por dos subcuencas con superficies similares, la del propio río Albaida y la del río Cañoles, el cual confluye con el Albaida cerca de la confluencia de éste con el Júcar. Controlando la mayor parte de la cuenca del Albaida, aguas arriba de la confluencia con el Cañoles, se encuentra, desde los años 90, la presa de Bellús.

No obstante, aunque el estudio se centra en la cuenca del río Albaida, para su desarrollo se contó con información de todo el ámbito geográfico de la cuenca del río Júcar, para la que se disponía de suficiente información hidrológica, de suelos, geológica y de otro tipo, tanto a nivel temporal como espacial. En esta cuenca se realizó el proceso de calibración del modelo lluvia-escorrentía, con el propósito de aprovechar al máximo la mayor cantidad de registros disponibles, y así poder establecer, de la mejor manera posible, el estado de humedad antecedente de la cuenca, la cual es una de las variables que presenta mayor incertidumbre y que se hace necesario fijar durante las posteriores ejecuciones del modelo para el cálculo de los caudales sintéticos.

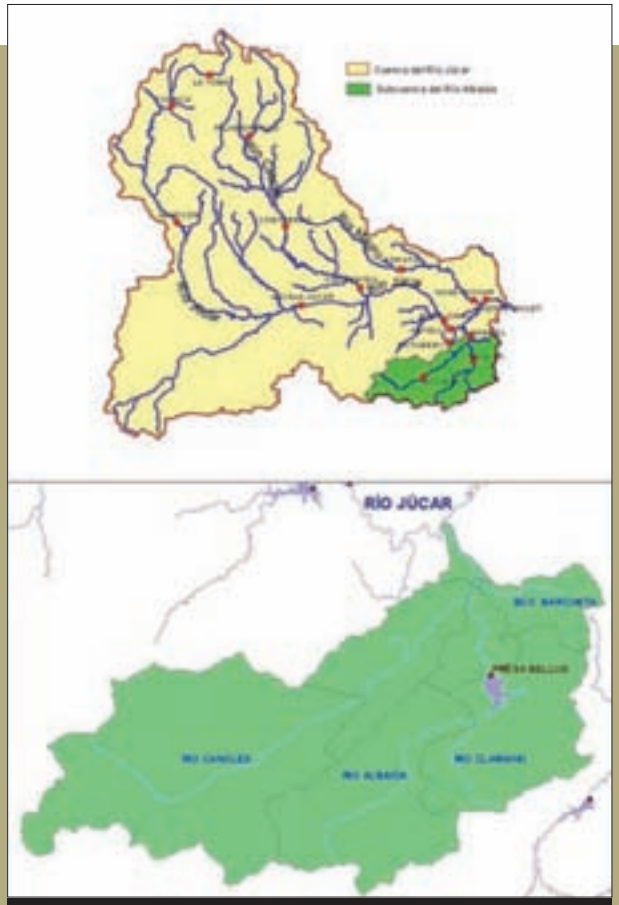


Figura 1. Localización de la cuenca del río Albaida.

2. Descripción y calibración del modelo hidrológico utilizado

2.1. Modelo TETIS

TETIS (Vélez, J.I., 2001) es un modelo desarrollado por la Universidad Politécnica de Valencia para realizar la simulación de eventos de crecida en cuencas naturales. El objetivo es obtener, de la mejor forma posible, la respuesta hidrológica ocasionada

por un episodio de lluvia, teniendo en cuenta los diferentes procesos físicos involucrados y empleando la modelización distribuida de tipo conceptual.
La función producción de escorrentía consiste en esquemas conceptuales simples adaptados a la escala de la celda y al intervalo de tiempo que se considera en la modelización de eventos (entre 1 y 0,1 hora). En concreto, la producción de la escorrentía se basa en la realización de un balance hídrico en cada celda, asumiendo que el agua se distribuye en cuatro niveles o tanques de almacenamiento conceptuales y conectados entre sí, como puede observarse en la Figura 2.
El flujo entre los tanques es función del agua almacenada en ellos, por lo que las variables de estado son los volúmenes almacenados en cada uno de los tanques. La función que relaciona el flujo con estas variables de estado es función del esquema conceptual adoptado, del tipo de tanque y de las características morfológicas de la celda e hidrológicas del suelo en la misma.
El significado físico de cada uno de los tanques de almacenamiento es el siguiente:

- Almacenamiento capilar o estático, T1: representa el agua que transita por la cuenca y que sólo sale de ella por evapotranspiración, por lo tanto no forma parte de la escorrentía. Este almacenamiento representa la interceptación, la detención del agua en charcos y el agua que se retiene en el suelo por las fuerzas capilares.
- Almacenamiento del flujo superficial, T2 (respuesta rápida): representa el agua que se encuentra en la superficie susceptible de moverse superficialmente por la ladera (escorrentía directa) o de infiltrarse al nivel inferior.
- Almacenamiento en la capa superior de suelo, T3 (respuesta intermedia): se puede entender como el agua gravitacional almacenada en el suelo. Parte de este volumen pasa al nivel inferior por percolación y otra parte produce el flujo subsuperficial.
- Almacenamiento subterráneo, T4 (respuesta lenta): donde se considera el almacenamiento del agua gravitacional mientras fluye a través del interior del suelo hacia la red de drenaje, en lo que se podría considerar como el acuífero, y de donde sale para formar el flujo base.

Además, el modelo permite el cálculo de la laminación en los embalses existentes en la cuenca. La laminación se calcula a través de las curvas de embalse y desagüe, y la aplicación de la ecuación de continuidad.
La estimación de la traslación de la escorrentía se realiza a través de la onda cinemática, mediante una formulación que incluye elementos de la geometría

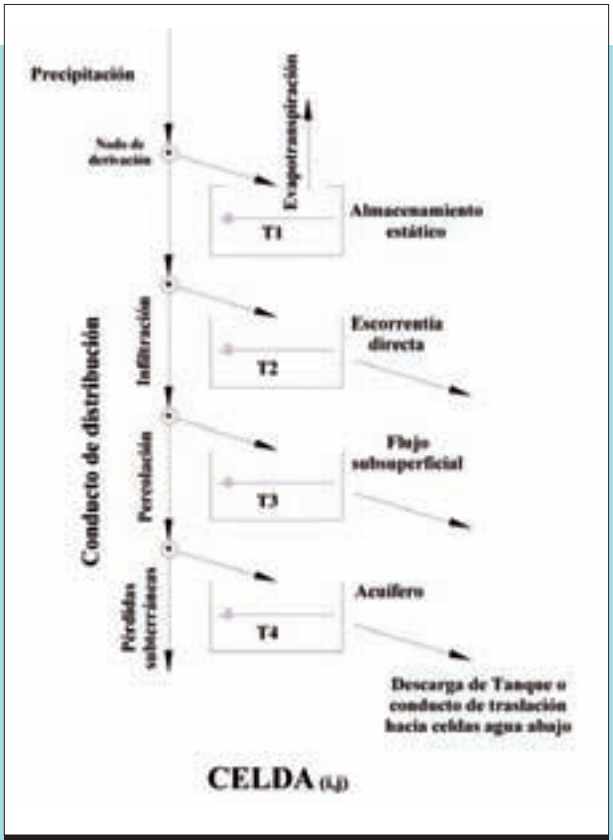


Figura 2. Esquema conceptual de tanques a nivel de celda en el modelo TETIS.

hidráulica. De esta forma, las características hidráulicas de los cauces se obtienen con base en parámetros propios de la cuenca (o regionales, si no se dispone de los propios) que se extraen de la información geomorfológica de la cuenca, motivo por el que esta metodología se ha denominado de la onda cinemática geomorfológica.

2.2. Estimación de los parámetros del modelo

Para la aplicación práctica del modelo TETIS, cuyas bases teóricas se han expuesto en el apartado anterior, es necesario conocer el valor de numerosos parámetros que intervienen en las distintas ecuaciones asociadas a los procesos físicos de la cuenca. Dado que el modelo hidrológico TETIS es distribuido, los parámetros hidrológicos que éste utilice también deberán estar distribuidos espacialmente.
Concretamente, es necesario estimar los valores y la distribución espacial de los siguientes tres parámetros hidrológicos del terreno:

- Capacidad de almacenamiento hídrico del suelo, Hu
- Conductividad hidráulica del suelo, Ks
- Conductividad hidráulica del sustrato del suelo, Ka

En la cuenca del río Albaida, la estimación de los parámetros se realizó en base a la información disponible sobre un total de dieciséis variables ambientales significativas. Así, se tuvieron en cuenta grandes unidades fisiográficas, ciertas características de la geometría del paisaje (gradiente topográfico, orientación de las pendientes, curvatura y número de celdas acumuladas aguas arriba de cada punto del terreno) y la geología (ver Figura 3). Dado que la vegetación es una variable que influye en diferentes cualidades edáficas, se incluyó el uso del suelo como fuente de información general respecto al tipo de vegetación y grado de cobertura de la misma. Esta labor condujo a reconocer cuáles son los factores que afectan con mayor intensidad a las variables estudiadas, y en qué sentido.

Posteriormente, se llevó a cabo la selección de un conjunto de puntos distribuidos en la cuenca a los que se pudo asignar un valor para los tres parámetros hidrológicos del terreno expuestos anteriormente. El resultado fue la obtención de un número finito de valores distribuidos sobre toda el área de trabajo en los que se podía relacionar el valor de los parámetros hidrológicos con el valor de las distintas variables ambientales consideradas. En base a esta información, se implementó un método para analizar la relación entre las variables ambientales y los parámetros. Esta tarea consistió, en esencia, en obtener una relación funcional de dependencia entre las distintas variables mediante un esquema de ajuste multivariado por mínimos cuadrados ponderados, consiguiendo una ecuación de ajuste diferente para cada parámetro. A partir de la determinación analítica de estas relaciones, se procedió a estimar los valores de los parámetros en todos los puntos de la cuenca en base al valor de las variables ambientales.

Al analizar el valor de los coeficientes de ajuste obtenidos para las distintas variables ambientales, se observa que las variables relacionadas con la morfología del terreno tienen un peso determinante en la obtención del ajuste. De la misma forma, la estructura tectónica, la estratigrafía y el uso del suelo son variables que aisladamente favorecen el ajuste.

En la Tabla 1 se muestran los rangos de valores y los estadísticos de los resultados finales, mientras

Tabla 1. Rango de valores y estadísticos de la estimación de parámetros.

Parámetro	Valor mínimo	Valor máximo	Media	Desviación estándar
Hu (mm)	0,000147	493,738	95,971	63,728
Ks (cm/h)	0,00155	1163,564	2,726	17,792
Ka (cm/h)	0,0000219	519,629	17,385	32,626

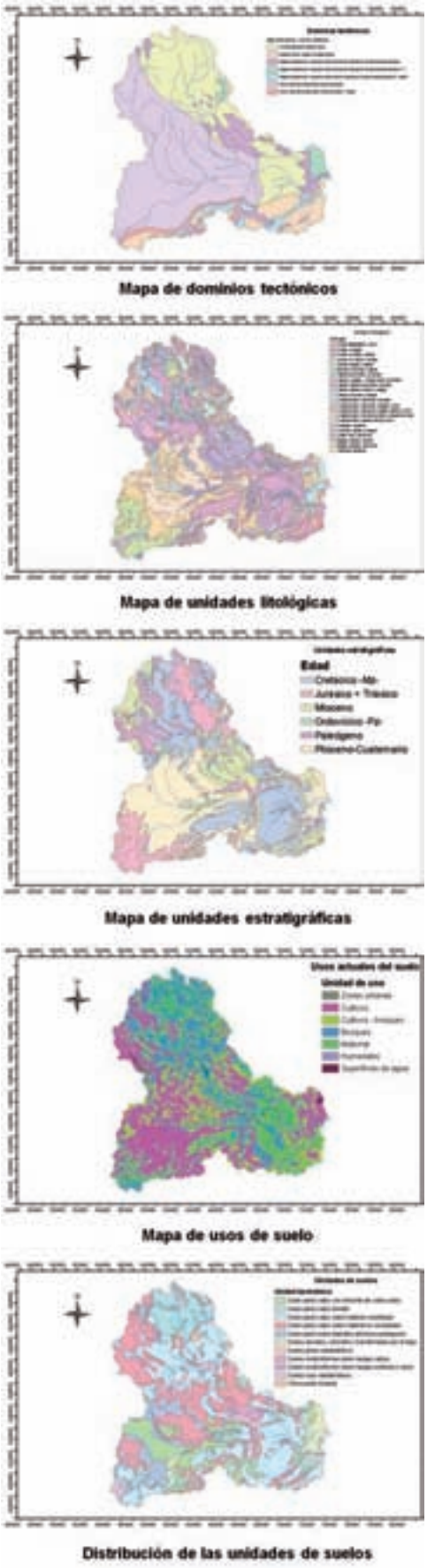


Figura 3. Capas de variables ambientales utilizadas en la estimación de los parámetros del modelo TETIS.

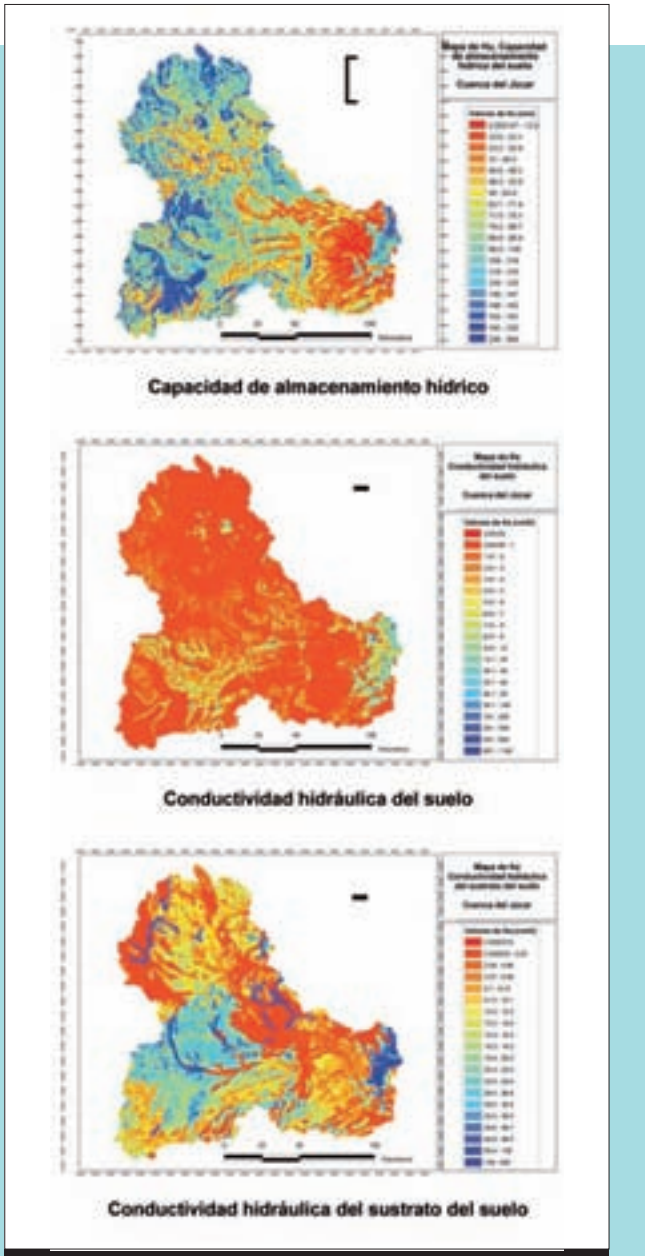


Figura 4. Mapas de parámetros hidrológicos del terreno en la cuenca del Júcar.

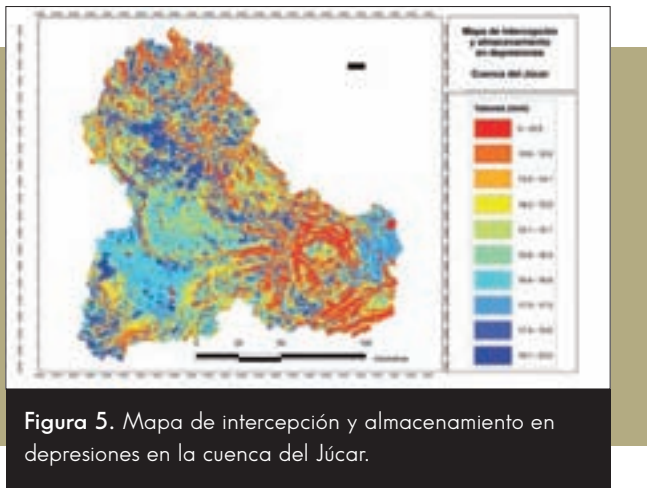


Figura 5. Mapa de intercepción y almacenamiento en depresiones en la cuenca del Júcar.

que en la Figura 4 se presenta la distribución espacial de los parámetros.

Adicionalmente, se creó un mapa del parámetro hidrológico que tiene relación con los procesos de intercepción de la lluvia debidos a la cubierta vegetal y al almacenamiento de agua en depresiones del terreno, en base a valores referenciados en la bibliografía (Figura 4). Este mapa se sumó al mapa de capacidad de almacenamiento hídrico del suelo.

Además de los parámetros hidrológicos del terreno, el modelo TETIS emplea nueve parámetros geomorfológicos establecidos mediante una serie de relaciones algebraicas de tipo potencial. Los coeficientes y los exponentes de esas relaciones se pueden obtener a través de un estudio geomorfológico regional para aquellas zonas que tienen características homogéneas. En este ejemplo se emplearon los parámetros geomorfológicos recomendados en la literatura técnica, puesto que no se efectuó un estudio geomorfológico detallado de la zona.

Por otra parte, a partir de un modelo digital del terreno con resolución de 500x500 m se procedió al cálculo de los mapas base requeridos por el modelo, como son los mapas de direcciones de drenaje, de área de drenaje acumulada en cada celda y de pendientes.

2.3. Calibración del modelo TETIS

Los parámetros estimados en el apartado anterior son útiles como valores de partida, pero deben ser sometidos a un proceso de calibración con el objetivo de ajustarlos lo mejor posible y garantizar el realismo de los resultados proporcionados por el modelo. El proceso de calibración, básicamente, consiste en la determinación de un juego de parámetros (factores correctores), tal que los caudales observados en un sitio determinado y los caudales calculados por medio del modelo hasta ese mismo punto, presenten el mayor ajuste posible.

La información hidrológica recopilada para la calibración proviene, en su gran mayoría, del SAIH de la Confederación Hidrográfica del Júcar e incluye las series temporales, a escala temporal treintaminutal, de lluvia y caudales medidos en diferentes estaciones ubicadas dentro y en los alrededores de la cuenca en estudio. Se contó, en principio, con cerca de cincuenta eventos registrados desde noviembre de 1988, de los cuales fueron seleccionados para calibración diecisiete. Adicionalmente, se emplearon datos a escala diaria procedentes de estaciones de aforos y pluviómetros convencionales. En la Figura 6 se muestra la localización de las estaciones utilizadas en la calibración.

El proceso de calibración se realizó de forma automática mediante el método de optimización SCE-UA que consiste en la minimización de una función

objetivo. Los factores correctores a determinar en la calibración son los siguientes (verTabla 2):

- Almacenamiento estático – R_1
- Evapotranspiración – R_2
- Infiltración – R_3
- Escorrentía directa – R_4
- Percolación – R_5
- Flujo subsuperficial – R_6
- Pérdidas subterráneas – R_7
- Flujo base – R_8
- Velocidad del flujo – R_9

Adicionalmente, dentro de las variables de estado susceptibles de calibración, el estado de humedad al inicio del proceso de simulación en cada uno de los almacenamientos o tanques dentro del modelo de infiltración es la variable que presenta una mayor incertidumbre cuando se trata de eventos de crecida. Dentro del estado inicial de humedad del suelo en la cuenca, se ha considerado que tienen relevancia los cinco almacenamientos siguientes:

- El almacenamiento capilar, dado como un porcentaje de la capacidad máxima del almacenamiento capilar
- El estado de humedad en la ladera, dado como una cantidad de agua disponible desde el inicio del episodio, en mm
- El estado de humedad en el suelo, dado como una cantidad de agua disponible desde el inicio del episodio, en mm
- El estado inicial del acuífero, dado como una cantidad de agua al inicio del evento, en mm
- El estado inicial en los cauces, porcentaje del caudal a sección llena.

Estas variables de estado son globales, es decir, son iguales para todas las celdas en cada una de las regiones definidas como geomorfológicamente homogéneas. Para cada evento, estos valores son variables y deben ser calibrados mediante un procedimiento de ensayo y error.
El proceso de calibración se llevó a cabo de forma independiente para cada estación, partiendo del rango de variación de los factores correctores mostrado en la Tabla 2.
En la Tabla 3 se exponen los valores de los factores correctores para los eventos seleccionados, y en la Figura 7 se muestra un ejemplo de calibración de un episodio.

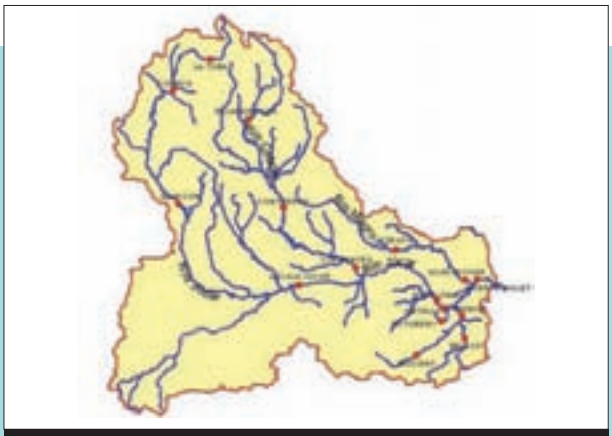


Figura 6. Localización de las estaciones empleadas en la calibración del modelo TETIS.

Tabla 2. Rangos de variación y valores iniciales de los factores correctores seleccionados para realizar la calibración del modelo TETIS.

Factor corrector	Mínimo	Máximo	Inicial
R_1 – Almacenamiento estático	0,2	3,0	1,0
R_2 – Evapotranspiración	0,0	1,5	1,0
R_3 – Infiltración	0,001	50,0	0,5
R_4 – Escorrentía directa	0,0001	35,0	0,01
R_5 – Percolación	0,0001	25,0	0,1
R_6 – Flujo subsuperficial	100,0	4500,0	500,0
R_7 – Pérdidas subterráneas	0,0	1,0	0,0
R_8 – Flujo base	1,0	240,0	50,0
R_9 – Velocidad del flujo	0,0	2,0	1,0
Factor de interpolación de lluvia	0,00	0,05	0,00

Tabla 3. Factores correctores y estados de almacenamiento inicial determinados en la calibración del modelo TETIS.

Factores correctores	
R_1 – Almacenamiento estático	1,76
R_2 – Evapotranspiración	1,00
R_3 – Infiltración	1,548
R_4 – Escorrentía directa	1,00
R_5 – Percolación	7,80
R_6 – Flujo subsuperficial	1300
R_7 – Pérdidas subterráneas	0,15
R_8 – Flujo base	1,3
R_9 – Velocidad del flujo	0,74
Almacenamiento inicial	
H_1 – Almacenamiento estático (%)	20,0
H_2 – Agua en superficie (mm)	0,0
H_3 – Almacenamiento gravitacional (mm)	0,0
H_4 – Nivel del acuífero (mm)	0,0
H_5 – Cauce a sección llena (%)	0,0

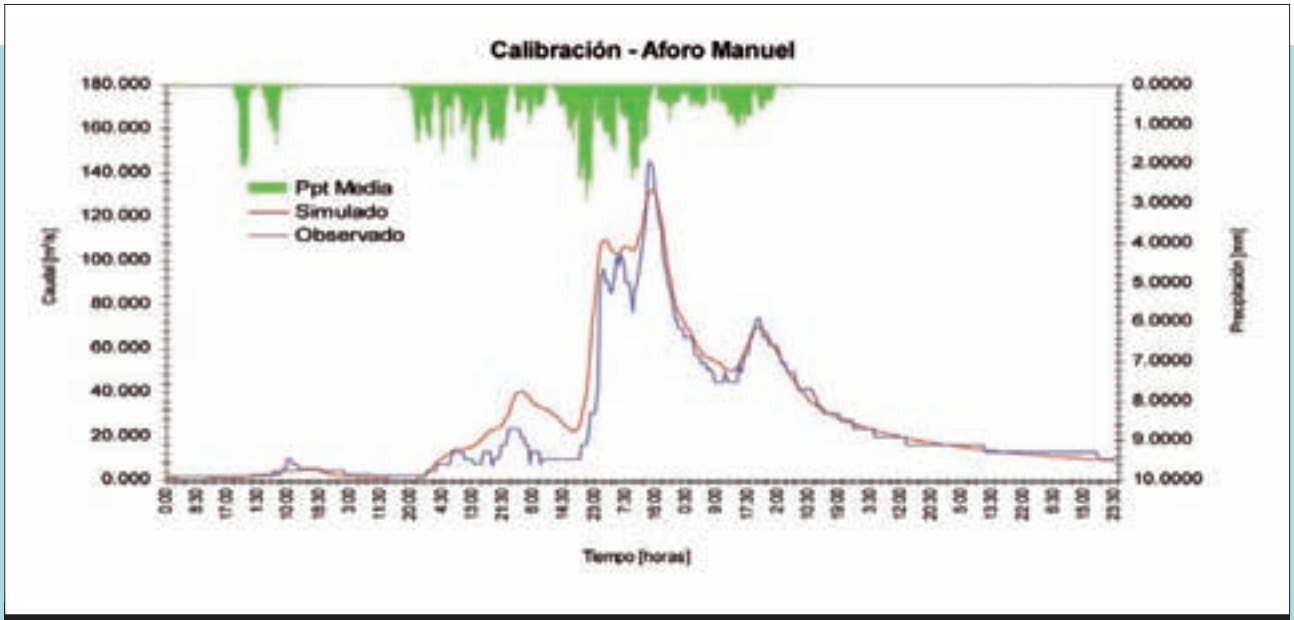


Figura 7. Calibración en la estación de aforo Manuel.

3. Modelo de generación estocástica de campos de precipitación

3.1. Bases teóricas del modelo Raingen y estimación de los parámetros

El modelo Raingen (Salsón, S. y García Bartual, R., 2003) es un modelo estocástico multidimensional de lluvia, orientado a la modelización de eventos máximos de carácter convectivo y concebido para aplicaciones hidrológicas en el campo de la simulación de crecidas de carácter ordinario y extraordinario. Es un modelo orientado a la simulación de eventos o episodios de lluvia, es decir, no es abordado el proceso en el continuo temporal. Por otro lado, tiene carácter no estacionario, al ser variable en el tiempo el valor esperado de la intensidad de precipitación a lo largo del suceso. En la formulación inicial, el modelo es espacialmente homogéneo desde el punto de vista estadístico, aunque como herramienta de simulación para generación de campos multidimensionales de precipitación es perfectamente viable incorporar el efecto de avance de la tormenta en una dirección predefinida, así como la existencia de una zona de probabilidad preferencial de ocurrencia de celdas, introduciéndose así una no homogeneidad espacial basada en un conocimiento empírico.

La característica del modelo Raingen más destacable es el empleo de la celda de precipitación como eje de la construcción conceptual del campo de precipitación, la cual es caracterizada por un conjunto de propiedades descritas probabilísticamente: localización en el espacio, instante de nacimiento o inicio de la actividad en la celda, intensidad máxima de la celda, y distribución espacial y temporal de la intensidad de celda alrededor de su centro (Figura 8). Estas celdas convectivas quedan asociadas a los núcleos espacialmente concentrados, donde la actividad lluviosa se produce de forma más intensa y localizada. Como resultado, la intensidad de lluvia en un punto geográfico e instante dados resulta de la suma de las contribuciones de cada una de las celdas de lluvia en dicho punto geográfico, que se encuentren activas en ese momento.

El nacimiento u ocurrencia de celdas es descrito mediante un proceso estocástico de punteo en el espacio-tiempo, involucrando tres parámetros (λ, β y n). Espacialmente, se asume un proceso de Poisson con intensidad "λ" celdas/km^2, lo cual supone que sobre un área A dada, el número de celdas aparecidas sigue una distribución discreta de Poisson, con valor esperado (λA):

$$f(n_C) = \frac{(\lambda \cdot A)^{n_C} \cdot e^{-\lambda \cdot A}}{n_C!} \qquad n_C = 0, 1, 2, \ldots$$

Siendo n_C el número de celdas en la región considerada.

El nacimiento en el tiempo de las celdas, τ (medido desde el inicio de la tormenta), sigue una distribución de Erlang, o gamma de parámetro de forma entero:

$$f(\tau) = \frac{\beta^{n+1} \cdot \tau^n \cdot e^{-\beta\tau}}{n!}$$

Siendo:

- τ tiempo transcurrido desde el inicio del episodio hasta el nacimiento de la celda
- n parámetro de forma de la distribución Erlang
- β parámetro de escala de la distribución (para n=0 se tiene la distribución exponencial).

Finalmente, la intensidad de lluvia generada por una celda, expresada en mm/min, viene dada por:

$$i_{celda} = i_0 \cdot e^{-r^2/2 \cdot D^2} \cdot \alpha \cdot e^2 \cdot t' \cdot e^{-\alpha \cdot e \cdot t'}$$

Donde:

- t' tiempo transcurrido desde el inicio o nacimiento de la celda
- r distancia al centro de la celda
- i_0, D, α parámetros

El parámetro D caracteriza la extensión espacial de la celda, mientras que el parámetro α es responsable de la distribución temporal de la lluvia.
De acuerdo con la expresión dada, la intensidad máxima de celda se produce en el centro de la misma (r=0), y en el instante t'=1/αe. Dicha intensidad máxima es i_0, la cual tiene una atenuación gaussiana en el espacio al alejarse del centro de la celda.
En definitiva, según lo expuesto anteriormente, el modelo Raingen depende de los siete parámetros siguientes:

1. PROCESO DE PUNTEO:	Espacial:	λ
	Temporal:	n, β
2. INTENSIDAD DE LA CELDA:	Máximo:	i_0
	Espacial:	δ, Θ
	Temporal:	α

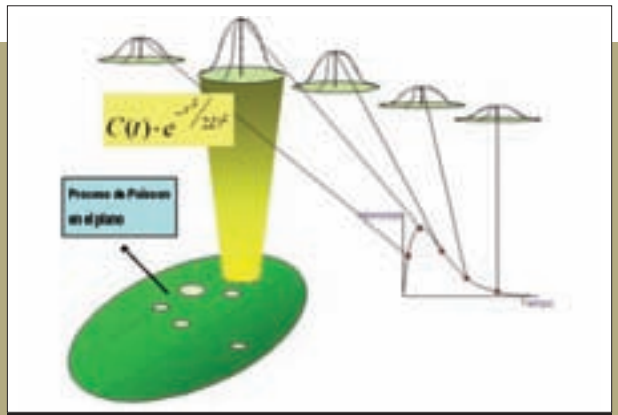


Figura 8. Descripción analítica de la evolución espacio-temporal de la intensidad de celda.

Los parámetros del modelo se estiman por el método de los momentos. Los estadísticos teóricos, función de los siete parámetros, son igualados a los empíricos, calculados a partir de los datos procedentes bien de redes automáticas o de radares meteorológicos. De esta forma, se estimaron distintas familias de parámetros a partir de la totalidad de episodios registrados por la red SAIH de la Confederación Hidrográfica del Júcar, clasificados en función de las cuencas afectadas, la magnitud de los eventos, y la situación sinóptica asociada.

3.2. Aplicación a la cuenca del río Albaida

Una vez estimados los parámetros, el modelo Raingen permite llevar a cabo simulaciones numéricas de campos de intensidad de lluvia, definidos en el espacio-tiempo con discretizaciones a definir, en función del tamaño de la cuenca y los objetivos del estudio. Un mismo conjunto de parámetros puede dar lugar a una familia de eventos sintéticos tan numerosa como sea necesario. El objetivo final es disponer de una colección suficientemente amplia de episodios sintéticos, la cual incluya casuísticas diversas, tanto en el reparto espacial como en el reparto temporal de la lluvia, así como un rango extenso de magnitudes y periodos de retorno. Para ello, es recomendable permitir la variación de los parámetros dentro de ciertos límites en función de los valores estimados a partir de distintos episodios históricos.
La asignación de un periodo de retorno aproximado a cada uno de los eventos generados exige disponer previamente de una distribución de extremos describiendo la precipitación máxima anual en la zona. Con este fin se han utilizado los resultados del trabajo *Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular* realizado por el CEDEX para la Dirección General de Carreteras (DGC, 1999). Con esta información, se puede establecer la magnitud de cada una de las tormentas sintéticas. Para ello, son calculados, a partir de los campos sintéticos multidimensionales de intensidades de precipitación, los hietogramas medios areales en la cuenca objeto del estudio. De estos hietogramas sintéticos areales se extraen los periodos de 28 horas más desfavorables, con los que se entra en la correspondiente distribución de extremos para estimar el periodo de retorno de la tormenta. En cada caso, se divide por el coeficiente de reducción por área, de modo que se transforma el valor de lluvia areal en el de lluvia máxima puntual. En definitiva, el valor de precipitación (P)

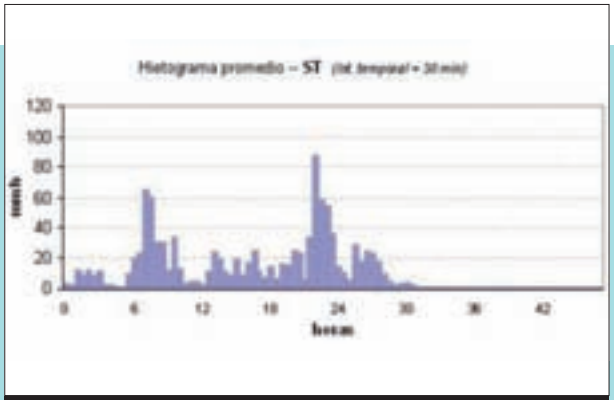


Figura 9. Hietogramas promedio obtenidos para uno de los eventos sintéticos en la cuenca del río Albaida.

que se introduce en la distribución de extremos, a efectos de estimar el periodo de retorno, viene dado por

$$P = \frac{1}{K} \cdot 24 \cdot \frac{P_{28}}{28}$$

siendo P_{28} el total acumulado promediado en el área en las 28 horas más desfavorables del episodio y K el factor reductor por área. Esto es equivalente a asumir

$$I_D = \frac{P_D}{24} = I_{28} = \frac{P_{28}}{28}$$

(hipótesis asumida por las curvas IDF recomendadas en la Instrucción 5.2 IC de Drenaje Superficial), siendo P_D el máximo diario (en un intervalo de 24 horas predefinido, que no corresponderá con el pésimo), y que es el descrito por las distribuciones de precipitaciones máximas anuales.

A modo de ejemplo, en la Figura 9 se muestran los hietogramas promedio en la cuenca total para uno de los eventos seleccionados.

4. Estimación de la modificación de los caudales de crecida aguas abajo de la presa

El cálculo de la modificación de la ley de frecuencia de caudales máximos del río Albaida como consecuencia de la presencia de la presa de Bellús no es un problema sencillo. La laminación en la presa, además de reducir el caudal máximo de los hidrogramas entrantes al embalse, los desfasa respecto a los hidrogramas del Cañoles, lo que tiene una influencia crítica en los caudales máximos generados aguas abajo de la confluencia de ambos ríos. El efecto de este desfase será mayor o menor dependiendo de cómo se produzcan los hidrogramas en la situación natural, lo cual depende de la distribución espacial y temporal de la lluvia. La única forma de tener en cuenta, de forma detallada, la estructura espacio-temporal de la lluvia es mediante la generación estocástica de tormentas y su inclusión como datos de entrada en un modelo hidrológico.

En el desarrollo de este ejemplo, tal como se ha descrito en el apartado anterior, se generaron más de doscientas tormentas sintéticas mediante el modelo Raingen, de las cuales se seleccionaron cincuenta, de tal forma que cubrieran un buen espectro de probabilidades y distribuciones espacio-temporales. A partir de estos episodios sintéticos, se ha procedido a la simulación hidrológica para la obtención de los hidrogramas de crecida en cualquier punto de la cuenca en régimen natural (sin tener en cuenta el embalse de Bellús) y en situación alterada (considerando el efecto de dicho embalse). Esta simulación se ha realizado empleando el modelo TETIS, calibrado según se ha expuesto anteriormente.

Para realizar la simulación en régimen alterado es necesario conocer el nivel inicial en el embalse así

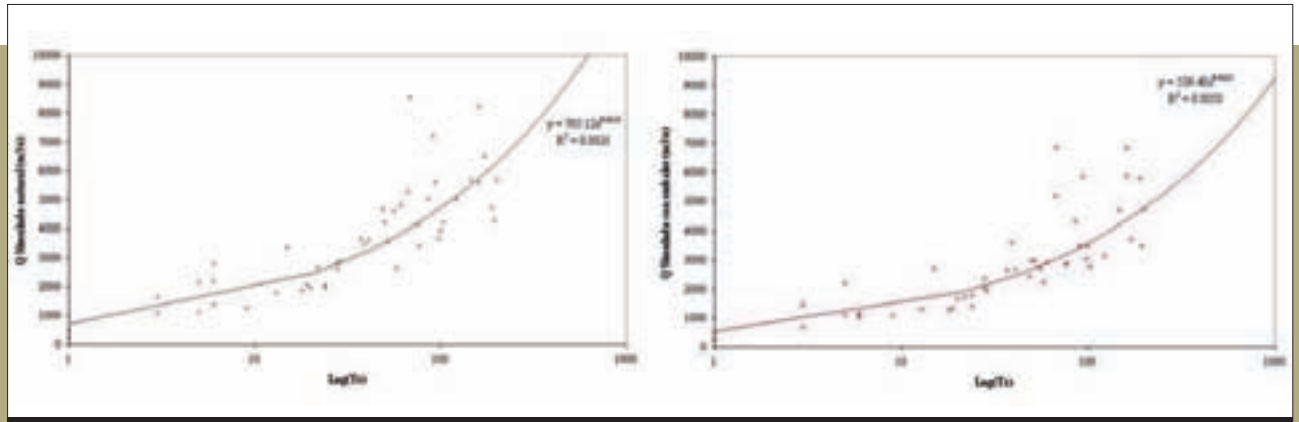


Figura 10. Caudales punta en Manuel generados por los eventos sintéticos (Izquierda, régimen natural. Derecha, régimen alterado). Asignación de probabilidad a partir de la probabilidad de las tormentas.

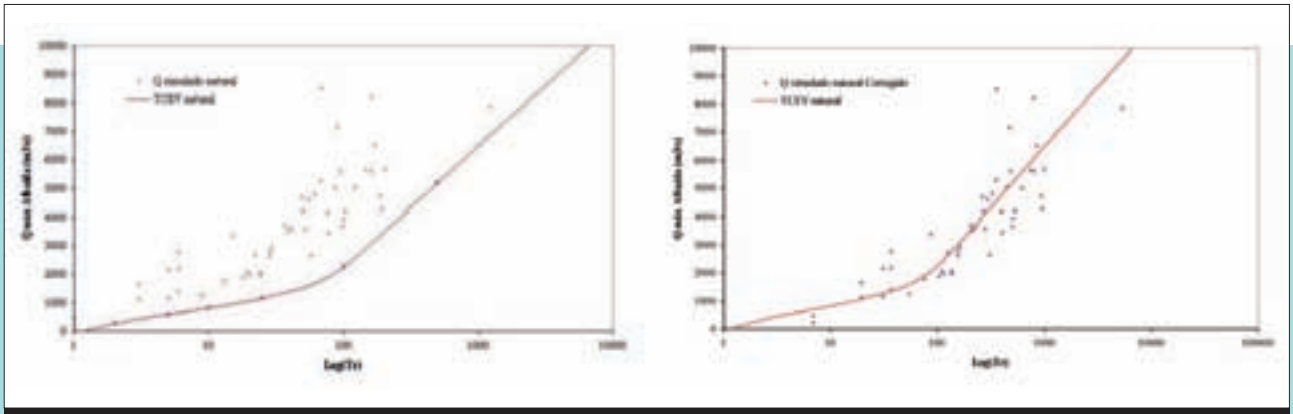


Figura 11. Izquierda, contraste entre los cuantiles y los caudales simulados (régimen natural). Derecha, contraste con corrección de probabilidad en los caudales simulados.

como la estrategia de gestión de las compuertas durante el paso de los episodios de crecida. El nivel inicial del embalse puede ser una variable aleatoria o un valor fijo. En el caso de tomar un valor fijo, éste se puede tomar como el correspondiente al resguardo definido en las normas de explotación, el valor medio en la época de crecidas o el correspondiente a embalse lleno, que es la opción más pesimista. Esta última alternativa fue la elegida para este estudio, considerando además que las compuertas se encontraban completamente abiertas.

Según los resultados obtenidos durante la simulación, y gracias al carácter distribuido del modelo lluvia-escorrentía y de las tormentas, se observa que en el escenario con embalse hay ciertas tormentas que generan un caudal mayor en el punto de salida de la cuenca que el correspondiente a la misma tormenta en situación natural. Esto es debido al retraso que provoca la laminación en el hidrograma del Albaida, lo que, en algunas ocasiones, lleva a una mayor superposición con el hidrograma del río Cañoles.

La adecuada asignación de probabilidades a los caudales punta que han sido simulados mediante un modelo hidrológico de transformación lluvia-escorrentía a partir de una tormenta aislada (real, de diseño o sintética) es una tarea compleja y, en realidad, no resuelta totalmente en la actualidad. Al no tratarse de una simulación continua, es necesaria la asignación de una probabilidad a la tormenta y como se comprobará más adelante, la hipótesis clásica de que la tormenta de un cierto nivel de probabilidad genera el caudal punta de la misma probabilidad es incierta, dando lugar a una dispersión de resultados fruto de una realidad multivariada.

En la Figura 10 se representan los caudales punta en Manuel (población próxima a la desembocadura del Albaida en el Júcar), resultantes de la simulación de las cincuenta tormentas sintéticas, junto con la probabilidad correspondiente a las tormentas que los generan (asignada mediante el procedimiento expuesto anteriormente) tanto en régimen natural como alterado. Las nubes de puntos obtenidas representan la dispersión real en la hipótesis clásica de que la tormenta de T años de periodo de retorno genera el caudal punta del mismo período. Con el fin de obtener la función de probabilidad de los caudales máximos a partir de estos gráficos se ha ajustado una función potencial por el método de mínimos cuadrados.

A partir del mapa de caudales máximos de la cuenca del Júcar, se tienen los cuantiles para los caudales máximos en régimen natural del río Albaida (correspondientes a una función de distribución TCEV). En la Figura 11 se muestra el contraste entre la nube de puntos correspondiente a las tormentas sintéticas (régimen natural) con los cuantiles procedentes del mapa de caudales máximos. Se observa que los caudales simulados siempre presentan un período de retorno menor, por lo que es necesaria una corrección de las probabilidades asignadas en régimen natural a las simulaciones. Es posible realizar esta corrección mediante una comparación entre el periodo de retorno de cada caudal punta (asignado a partir

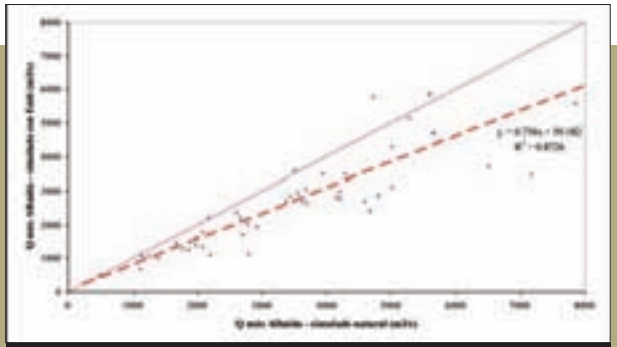


Figura 12. Comparación entre los caudales máximos en régimen natural y alterado en la cuenca del río Albaida.

de la tormenta que lo genera) y el correspondiente utilizando la ley de frecuencia procedente del mapa de caudales máximos.

En la Figura 12 se muestra para cada evento la comparación entre el caudal máximo en régimen natural y el caudal máximo considerando la presencia del embalse de Bellús, tomando como punto de referencia Manuel. A la nube de puntos obtenida se le puede ajustar una regresión lineal, que permite la obtención de los caudales alterados a partir de los valores máximos en régimen natural:

$$Q_{máx}\ (con\ embalse) = 0{,}756\ Q_{máx}\ (natural) + 59{,}182$$

Aplicando la relación anterior a la ley de frecuencia en régimen natural procedente del mapa de caudales máximos es posible encontrar una nueva función en régimen alterado, tal como se muestra en la Figura 13. El resultado obtenido indica que los nuevos caudales tienden a ser menores que los simulados, lo cual era de esperar dado el efecto de laminación del embalse. Finalmente, la Figura 14 muestra la comparación entre la ley de frecuencia en régimen alterado y los caudales punta simulados con embalse y con su probabilidad corregida, comprobándose una buena coincidencia entre ambas. ■

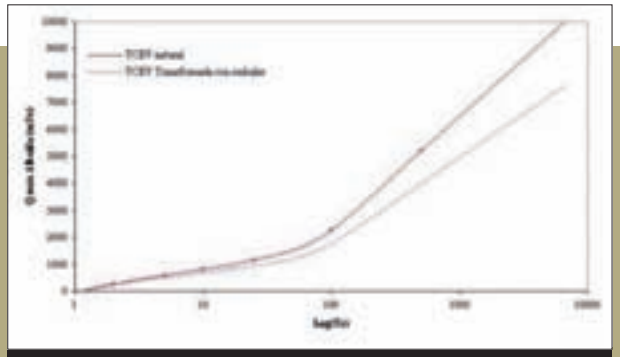


Figura 13. Leyes de frecuencia en régimen natural y alterado del río Albaida en Manuel.

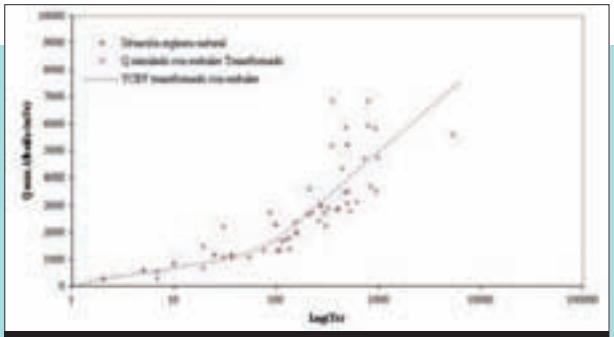


Figura 14. Comparación entre los cuantiles en régimen alterado y los caudales simulados con embalse con corrección de probabilidad.

ANEJO IV

MÉTODO BOOTSTRAP PERCENTIL

El objetivo del tratamiento estadístico de datos históricos es conocer la probabilidad de inundación de una llanura en base al número de eventos registrados en un periodo de tiempo determinado.
Existen diversos métodos para obtener intervalos de confianza para dichas probabilidades. Muchos de ellos requieren tamaños de muestra grandes (100, 200 o más años) que a menudo son inaccesibles, sobre todo en lo relativo a inundaciones. Hacia mediados de la década de los 70, comenzaron a utilizarse, en inferencia estadística, unas técnicas de remuestreo muy intensivas computacionalmente, pero con resultados muy eficientes para tamaños de muestra moderados e incluso pequeños. Esto significa que el nivel de confianza requerido se alcanza para los tamaños de muestra habituales, aunque cuanto mayor tamaño de muestra más pequeño será el intervalo obtenido y, por lo tanto, más útil. Uno de los métodos de remuestreo para intervalos de confianza más sencillos y eficientes es el *Bootstrap* percentil, que consiste en simular la distribución muestral del estimador de partida (en este caso, la proporción muestral de años con inundaciones) por *Monte Carlo* y determinar el intervalo al 95% a partir de los percentiles 2,5 y 97,5.
Este método está implementado en muchos de los paquetes estadísticos de uso habitual. Se recomienda el uso de *The R Project for Statistical Computing* (http://www.r-project.org/)[9], ya que es gratuito y compatible con todos los sistemas operativos. *R* está disponible en varias formas: código fuente escrito principalmente en C (y algunas rutinas en Fortran), esencialmente para máquinas Unix y Linux, o como archivos binarios precompilados para Windows, Linux (Debian, Mandrake, RedHat, SuSe), Macintosh y Alpha Unix.
Los archivos necesarios para instalar *R* se distribuyen desde el sitio de internet *Comprehensive R Archive Network (CRAN)* (http://cran.es.r-project.org/), junto con las instrucciones de instalación. La distribución base del programa *R* es suficiente para el tipo de análisis estadístico que se va a realizar. Una vez instalado *R* en el equipo informático, el programa se puede iniciar ejecutando el archivo correspondiente. El cursor, que por defecto es el símbolo >, indica que *R* está listo para recibir un comando. En Windows, algunos comandos pueden ser ejecutados a través del menú interactivo (buscar ayuda en línea, abrir archivos, etc.).
La instalación del programa *R* cuenta con una serie de funciones estadísticas ya implementadas que se conocen como "Paquetes". Entre los disponibles se encuentra *boot*, el cual nos va a permitir ejecutar el remuestreo *Bootstrap* de la serie histórica de datos de inundaciones. Para cargar la librería *boot*, en la barra de herramientas principal se selecciona en el menú "Paquetes" la opción "Cargar paquete", y dentro del listado que aparece se elige *boot* (Figura 2).

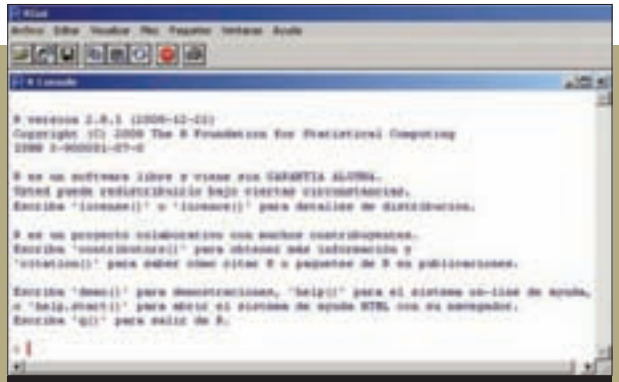


Figura 1. Vista de la ventana principal del programa *R* en la que el cursor > señala la posición donde se escribirán los comandos necesarios para ejecutar las funciones estadísticas.

Figura 2. Pasos para cargar el paquete *boot* en el programa.

Para determinar las condiciones del remuestreo *Bootstrap* es necesario escribir una serie de comandos para ejecutar los cálculos. Las variables a tener en cuenta son:

a) Periodo de tiempo: número de años que abarca la recopilación de datos históricos de inundaciones

b) Nº Inundaciones: número de eventos que han tenido lugar durante el periodo de tiempo considerado

c) Periodo de tiempo - Nº Inundaciones: diferencia entre las variables anteriores

[9] R Development Core Team (2008). *R: A language and environment for statistical computing*. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. ISBN 3-900051-07-0.

Tras calcular el valor de las variables, se sustituyen en los comandos mostrados en el cuadro siguiente, en el lugar señalado en color rojo:

```
x <- c(rep(0, Periodo de tiempo-Nº Inundaciones),
rep(1, Nº Inundaciones))
mean.fun <- function(x, i)
{       m <- mean(x[i])
        n <- length(i)
        v <- (n-1)*var(x[i])/n^2
        c(m, v)
}
fire.boot <- boot(x, mean.fun, R=1000)
boot.ci(fire.boot, type = "perc")
```

Estas líneas deben copiarse en la ventana del programa *R* y, a continuación, se presiona la tecla *ENTER*. La solución a los cálculos por *Bootstrap* para un intervalo de confianza del 95% aparece en tonos azules y con la estructura siguiente:

```
Solución:
BOOTSTRAP CONFIDENCE INTERVAL
CALCULATIONS
Based on 1000 bootstrap replicates

CALL :
boot.ci(boot.out = fire.boot, type = "perc")

Intervals :
Level     Percentile
95%   ( IC Inf,  IC Sup )
Calculations and Intervals on Original Scale
```

Los datos que nos aporta el programa *R* son los límites inferior (IC Inf) y superior (IC Sup) del intervalo de confianza para las variables introducidas, resaltados en color azul en el cuadro anterior, que nos permitirán determinar el error asociado al cálculo de la recurrencia para un intervalo de confianza del 95%, que se formula:

$$\text{Error} = (\text{IC Sup} - \text{IC Inf}) / 2$$

Por lo tanto, la probabilidad de inundación en una llanura con una confianza del 95% es igual a:

$$P = (\text{Nº Inundaciones} / \text{Periodo de tiempo}) \pm \text{Error}$$

Para determinar la recurrencia de inundación en una llanura hay que calcular el inverso de la probabilidad, con lo que se obtendría:

$$\text{Recurrencia} = \frac{1}{P} = \frac{\text{Periodo de tiempo}}{\text{Nº Inundaciones}} \pm \frac{1}{\text{Error}}$$

Para mostrar los pasos que se han seguido se toma como ejemplo el caso de una llanura aluvial en la que, tras el análisis histórico por medio de revisión de hemeroteca y encuestas a la población ribereña, se han recopilado un total de 4 datos de inundaciones en los últimos 20 años. Las variables a sustituir en la serie de comandos serían:

a) Nº Inundaciones = 4

b) Periodo de tiempo - Nº Inundaciones = 16

Tras correr el programa, se obtiene un IC inferior igual a 0,05 y un IC superior igual a 0,4.

Figura 3. Secuencia de comandos y solución para el caso de una recopilación de 4 inundaciones históricas en los últimos 20 años.

Con los valores de los límites del intervalo de confianza calculamos el error asociado:

$$\text{Error} = (0{,}4 - 0{,}05) / 2 = 0{,}175$$

Por lo tanto, la probabilidad de inundación en una llanura con una confianza del 95% es igual a:

$$P = (4 / 20) \pm 0.175$$

Para obtener la recurrencia de inundación en la llanura habrá que calcular el inverso de la probabilidad, con lo que se obtendría:

- Recurrencia = (1 / 0,2) ± (1 / 0,175) = 5 ± 5,71
- Recurrencia = [0 - 10,71]

Dado que un valor 0 no tiene significado real, el tiempo de recurrencia con confianza del 95% estimado para la llanura de ejemplo sería igual a [1 - 10,71]. ■

ANEJO V

VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING ASIGNADOS A LOS USOS DEL SUELO DEL SIOSE Y CLC2000

Tabla 1. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning asignados a los usos del suelo del SIOSE y CLC2000.

Clasificación de usos del suelo del SIOSE				*n*	Clasificación de usos del suelo del CORINE (2000)			
Artificial compuesto	Urbano mixto	Casco		0,1	Tejido urbano continuo		Tejido urbano	Zonas artificiales
Cobertura artificial	Edificación							
	Otras construcciones							
Artificial compuesto	Urbano mixto	Ensanche			Estructura urbana abierta	Tejido urbano discontinuo (urbanizaciones)		
		Discontinuo		0,09	Urbanizaciones exentas y/o ajardinadas			
	Industrial	Polígono industrial ordenado		0,1	Zonas industriales	Zonas industriales y comerciales (granjas agrícolas)	Zonas industriales, comerciales y de transporte	
		Polígono industrial sin ordenar						
		Industria aislada						
	Primario	Piscifactoría						
	Infraestructuras	Energía	Eólica					
			Solar					
			Nuclear					
			Eléctrica					
			Térmica					
			Hidroeléctrica					
			Gaseoducto/ oleoducto					
		Telecomunicaciones						
		Suministro de agua	Depuradoras y potabilizadoras					
			Desalinizadoras					
	Terciario	Comercial y oficinas			Grandes superficies de equipamientos y servicios			
		Complejo hotelero						
		Parque recreativo						
	Equipamiento/ dotacional	Administrativo institucional						
		Sanitario						
		Cementerio						
		Educación						
		Penitenciario						
		Religioso						
		Cultural						
	Infraestructuras	Residuos	Plantas de tratamiento					
Cobertura artificial	Vial, aparcamiento o zona peatonal sin vegetación				Autopistas, autovías y terrenos asociados	Redes viarias, ferroviarias y terrenos asociados		
Artificial compuesto	Infraestructuras	Transporte	Red viaria					
			Red ferroviaria		Complejos ferroviarios			
			Portuario		Zonas portuarias			
			Aeroportuario		Aeropuertos			

Clasificación de usos del suelo del SIOSE				n	Clasificación de usos del suelo del CORINE (2000)			
Cobertura artificial	Zonas de extracción o vertido			0,04	Zonas de extracción minera		Zonas de extracción minera, vertidos y de construcción	Zonas artificiales
Artificial compuesto	Primario	Minero extractivo						
	Infraestructuras	Residuos	Vertederos y escombreras		Escombreras y vertederos			
Cobertura artificial	Suelo no edificado				Zonas en construcción			
Cobertura artificial	Zona verde artificial y arbolado urbano			0,09	Zonas verdes urbanas		Zonas verdes artificiales, no agrícolas	
Artificial compuesto	Primario	Forestal						
	Terciario	Camping						
	Equipamiento/ dotacional	Parque urbano						
		Deportivo			Resto de instalaciones deportivas y recreativas	Instalaciones deportivas y recreativas		
		Campo de golf		0,035	Campos de golf			
Cultivos	Cultivos herbáceos	Cultivos herbáceos distintos de arroz		0,04	Tierras de labor en secano (tierras abandonadas/barbechos)		Tierras de labor	Zonas agrícolas
					Cultivos herbáceos en regadío	Terrenos regados permanentemente		
		Arroz			Otras zonas de irrigación			
					Arrozales			
	Cultivos leñosos	Viñedo		0,05	Viñedos en secano	Viñedos en secano	Cultivos permanentes	
					Viñedos en regadío			
		Frutales	Frutales cítricos	0,06	Frutales en secano		Frutales y plantaciones de bayas (plantaciones de lúpulo)	
					Cítricos	Frutales en regadío		
			Frutales no cítricos		Frutales tropicales			
		Otros cultivos leñosos			Otros frutales en regadío			
		Olivar			Olivares en secano	Olivares		
					Olivares en regadío			
	Prados			0,035	Prados y praderas (pastos en tierras abandonadas, prados arbolados)		Praderas	
Asentamiento agrícola residencial				0,035-0,05	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en secano	Cultivos anuales asociados a cultivos permanentes	Zonas agrícolas heterogéneas	
				0,04	Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en regadío			

Clasificación de usos del suelo del SIOSE			*n*		Clasificación de usos del suelo del CORINE (2000)				
Asentamiento agrícola residencial			0,035-0,05	0,035	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en secano	Mosaico de cultivos en secano	Mosaico de cultivos (mosaico de cultivos con casas dispersas)	Zonas agrícolas heterogéneas	Zonas agrícolas
Artificial compuesto	Primario	Agrícola/ ganadero		0,04	Mosaico de cultivos permanentes en secano				
					Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en secano				
				0,035	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío	Mosaico de cultivos en regadío			
				0,04	Mosaico de cultivos permanentes en regadío				
					Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en regadío				
Huertas familiar					Mosaico de cultivos mixtos en secano y regadío				
				0,05	Mosaico de cultivos agrícolas en secano con espacios significativos de vegetación natural y seminatural		Terrenos principalmente agrícolas con importantes espacios de vegetación natural		
					Mosaico de cultivos agrícolas en regadío con espacios significativos de vegetación natural y seminatural				
					Mosaico de prados o praderas con espacios significativos de vegetación natural y seminatural				
Dehesa			0,06		Pastizales, prados o praderas con arbolado adehesado		Sistemas agro-forestales		
					Cultivos agrícolas con arbolado adehesado				
Arbolado forestal	Frondosas	Frondosas caducifolias	0,07		Bosque mixto			Bosques	Bosques y áreas seminaturales
					Perennifolias		Bosques de frondosas		
					Caducifolias y marcescentes				
		Frondosas perennifolias			Otras frondosas de plantación				
					Mezclas de frondosas				
					Laurisilva macaronésica				
					Bosques de ribera				
	Coníferas				Bosques de coníferas de hojas aciculares		Bosques de coníferas		
					Bosques de coníferas de hojas de tipo cupresáceo				
Pastizal			0,035		Pastizales supraforestales templado-oceánicos, pirenaicos y orocantábricos	Pastizales supraforestales	Pastizales naturales (Prados alpinos)	Matorrales y/o asociaciones de vegetación herbácea	
					Pastizales supraforestales mediterráneos				
					Otros pastizales templado oceánicos	Otros pastizales			
					Otros pastizales mediterráneos				

Clasificación de usos del suelo del SIOSE			n		Clasificación de usos del suelo del CORINE (2000)			
Matorral			0,055-0,07	0,06	Landas y matorrales en climas húmedos. Vegetación mesófila	Landas y matorrales mesófilos	Matorrales y/o asociaciones de vegetación herbácea	Bosques y áreas seminaturales
					Fayal-brezal macaronésico			
				0,065	Grandes formaciones de matorral denso o medianamente denso	Matorrales esclerófilos mediterráneos / Vegetación esclerófila		
				0,055	Matorrales sub-arbustivos o arbustivos muy poco densos			
				0,06	Matorrales xerófilos macaronésicos			
				0,07	Matorral boscoso de frondosas	Matorral boscoso de transición (claras de bosques/zonas empantanadas fijas o en transición)		
					Matorral boscoso de coníferas			
					Matorral boscoso de bosque mixto			
Terrenos sin vegetación	Playas, dunas y arenales		0,025		Playas y dunas	Playas, dunas y arenales	Espacios abiertos con escasa o sin vegetación	
	Ramblas		0,035		Ramblas con poca o sin vegetación			
	Roquedo	Acantilados marinos	0,025		Rocas desnudas con fuerte pendiente (acantilados, etc.)	Roquedo		
		Afloramientos rocosos y roquedos	0,025	0,025-0,035	Afloramientos rocosos y canchales			
		Canchales	0,035					
		Coladas lávicas cuaternarias	0,03		Coladas lávicas cuaternarias			
	Suelo desnudo				Xeroestepa subdesértica	Espacios con vegetación escasa		
					Cárcavas y/o zonas en proceso de erosión			
					Espacios orófilos altitudinales con vegetación escasa			
	Zonas quemadas		0,04		Zonas quemadas			
	Glaciares y nieves permanentes		0,025		Glaciares y nieves permanentes			
Coberturas húmedas	Humedales continentales	Zonas pantanosas	0,04		Humedales y zonas pantanosas (zonas pantanosas sin árboles y de transición, en ocasiones con una turbera de más de 30 cm de espesor)		Zonas húmedas continentales	Zonas húmedas
		Turberas			Turberas y prados turbosos (explotaciones turberas)			
	Humedales marinos	Marismas			Marismas		Zonas húmedas litorales	
					Zonas llanas intermareales			
		Salinas marinas			Salinas			
	Humedales continentales	Salinas continentales						

<table>
<tr><th colspan="4">Clasificación de usos del suelo del SIOSE</th><th>n</th><th colspan="4">Clasificación de usos del suelo del CORINE (2000)</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Artificial compuesto</td><td rowspan="2">Infraestructuras</td><td rowspan="2">Suministro de agua</td><td rowspan="2">Conducciones y canales</td><td rowspan="2">0,015</td><td rowspan="2">Canales artificiales</td><td rowspan="3">Cursos de agua</td><td rowspan="6">Aguas continentales</td><td rowspan="9">Superficies de agua</td></tr>
<tr></tr>
<tr><td rowspan="4">Coberturas de agua</td><td rowspan="4">Aguas continentales</td><td colspan="2">Cursos de agua</td><td>0,04</td><td>Ríos y cauces naturales</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Láminas de agua</td><td>Lagos y lagunas</td><td rowspan="5">0,025</td><td>Lagos y lagunas</td><td rowspan="3">Láminas de agua</td></tr>
<tr><td>Embalses</td><td rowspan="2">Embalses</td></tr>
<tr><td>Cobertura artificial</td><td colspan="3">Lámina de agua artificial</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Coberturas de agua</td><td rowspan="3">Aguas marinas</td><td colspan="2">Lagunas costeras</td><td colspan="2">Lagunas costeras</td><td rowspan="3">Aguas marinas</td></tr>
<tr><td colspan="2">Estuarios</td><td>0,03</td><td colspan="2">Estuarios</td></tr>
<tr><td colspan="2">Mares y océanos</td><td>0,025</td><td colspan="2">Mares y océanos</td></tr>
</table>

En el caso de aquellos usos del suelo del SIOSE con el atributo "Formación de ribera", se deberá tomar un valor orientativo de n=0,075.

ANEJO VI

MÉTODO DE COWAN PARA LA ESTIMACIÓN DEL NÚMERO DE MANNING EN EL LECHO DEL CAUCE

El Soil Conservation Service (SCS) propone el método de Cowan (Cowan, 1956) para la estimación de la rugosidad en cauces. Este método se basa en la estimación de un valor inicial de la rugosidad y su posterior modificación, según unos valores correctores, para obtener un valor final de la rugosidad. El US Geological Survey (USGS) modifica el método de Cowan y lo publica en una guía para la selección de la rugosidad del cauce como método de Cowan modificado (Arcement y Schneider, 1990). Este método expresa el coeficiente de rugosidad como:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)\, m$$

Donde:

- n es el coeficiente de rugosidad de Manning
- n_0 es la rugosidad debida a los materiales del cauce
- n_1 es la rugosidad debida al grado de irregularidad del cauce a lo largo del tramo
- n_2 es la rugosidad debida a las variaciones de la sección transversal del cauce a lo largo del tramo
- n_3 es la rugosidad debida al efecto de las obstrucciones a lo largo del tramo
- n_4 es la rugosidad debida a la presencia de vegetación en el tramo
- m es la rugosidad debida a la sinuosidad (meandros) del tramo

Los valores de la rugosidad debida al material, n_0, propuestos por Cowan se pueden tomar como valores orientativos teniendo en cuenta que estos valores sólo consideran la composición del lecho de una manera muy general. Sumando a n_0 los factores debidos a la irregularidad de las secciones (n_1) y a la variación de la sección transversal (n_2) a lo largo del tramo, se obtiene un número de Manning base (n_b) función de la geometría de la sección y del material que forma el cauce. A este valor habría que añadirle la rugosidad debida a la vegetación (n_4), a la presencia de obstrucciones (n_3) y al trazado en planta del río (m).
La estimación de la rugosidad base como suma de estos tres factores ($n_b = n_0 + n_1 + n_2$) no deja de ser subjetiva, a la vez que requiere cierta práctica en la inspección visual del tramo y experiencia en la estimación de rugosidades. De esta forma, se recomienda la utilización, de forma complementaria, de alguno de los siguientes métodos:

- Método para estimar n_b basado en la granulometría del lecho, que será de utilidad cuando se disponga de información detallada de la misma.
- Método para estimar n_b basado en la geometría de la sección, que será de aplicación general a partir de los datos de las secciones y de la pendiente

Tabla 1. Valores de los coeficientes de rugosidad de Manning propuestos por Cowan.

Condiciones del cauce		Valores		Descripción
Material	Tierra	n_0	0,020	Cauces de arcilla
	Roca cortada		0,025	Cauces en roca
	Grava fina		0,024	Cauces de grava
	Grava gruesa		0,028	
Grado de irregularidad	Bajo	n_1	0,000	Canales excavados lisos
	Menor		0,005	Canales excavados en buenas condiciones
	Moderado		0,010	Canales con alguna erosión en márgenes
	Alto		0,020	Canales naturales con secuencias de rápidos y remansos, bolos, raíces descubiertas
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0,000	Casi uniforme
	Ocasionalmente alternante		0,005	Contracciones y expansiones infrecuentes
	Frecuentemente alternante		0,010-0,015	Contracciones y expansiones frecuentes
Efecto de las obstrucciones	Pequeño	n_3	0,000	Ocupan <5% del cauce
	Menor		0,010-0,015	Ocupan entre el 5-15% del cauce
	Apreciable		0,020-0,030	Ocupan entre el 15-50% del cauce
	Alto		0,040-0,060	Ocupan >50% del cauce
Vegetación	Baja	n_4	0,005-0,010	El calado es mayor que tres veces la altura de la vegetación
	Media		0,010-0,025	El calado es entre una y tres veces la altura de la vegetación
	Alta		0,025-0,050	La altura de la vegetación es la del calado
	Muy alta		0,050-0,100	La altura de la vegetación es el doble del calado o la vegetación es muy densa
Cantidad de meandros	Menor	m	1,000	Sinuosidad entre 1,0 y 1,2
	Apreciable		1,150	Sinuosidad entre 1,2 y 1,5
	Alta		1,300	Sinuosidad > 1,5

Ambos métodos son sólo válidos para el caso de cauces con lechos de grava, y se basan en la estimación del radio hidráulico del cauce. ■

ANEJO VII

APLICACIÓN DE MODELOS BIDIMENSIONALES EN EL ESTUDIO HIDRÁULICO DE RÍOS

1. Panorámica de los modelos actuales

Los modelos bidimensionales disponibles son variados y de características similares en su aplicación, divergiendo primordialmente en tres puntos principales: el esquema de cálculo para resolver las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones, el tipo de malla utilizada y la posibilidad de acoplamiento con un modelo unidimensional.

- **Esquema de cálculo**

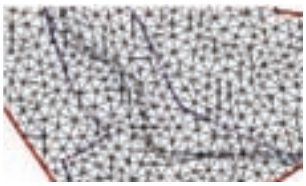
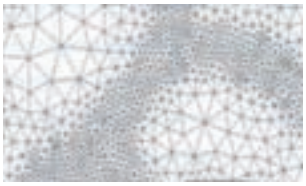
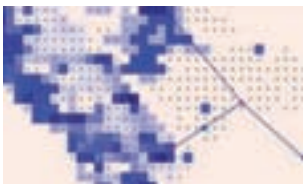
  El problema a resolver consiste en las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de Saint Venant 2D) o 2D Shallow Water Equations (2D-SWE), tal como se indicó en el capítulo 7. Los métodos de integración pueden ser por:

  a) Diferencias finitas

  b) Elementos finitos

  c) Volúmenes finitos

Tabla 1. Características principales de los modelos hidráulicos bidimensionales.

Programa	Organismo	Acoplamiento con modelo 1D	Esquema de cálculo	Tipo de malla de cálculo 2D
IBER	Dirección General del Agua-CEDEX GEAMA-FLUMEN-CIMNE (España)	NO	Volúmenes finitos	No estructurada. Triangular o cuadrada
GUAD 2D	INCLAM-U.P. Zaragoza (España)	NO	Volúmenes finitos	No estructurada. Triangular
INFOWORKS RS	HR Wallingford (Reino Unido)	SI	Diferencias finitas	No estructurada. Triangular 
MIKE 21	DHI (Dinamarca)	NO	Diferencias finitas	No estructurada. Mallado flexible rectangular/triangular 
MIKE FLOOD		SI		
SOBEK	Delft Institute (Países Bajos)	SI Permite separar el tipo de simulación: 1D en cauce-2D en llanura	Diferencias finitas	Estructurada regular. Cuadrada 

El método más empleado hasta la fecha es el de diferencias finitas, sin embargo puede tener problemas de estabilidad. Lo mismo ocurre con los modelos en elementos finitos cuando existen cambios de régimen. Por esta razón, los modelos más recientes se están realizando en volúmenes finitos, que exigen menor esfuerzo de cálculo y cuentan con mayor estabilidad.

- **Tipología de malla**

  Las mallas estructuradas son más fáciles de generar, pero permiten un peor ajuste del terreno que las no estructuradas.

- **Acoplamiento con modelo unidimensional**

  Algunos modelos permiten emplear, en un mismo tramo de estudio y en función de la configuración del cauce, un esquema unidimensional o bidimensional, con la consiguiente reducción en el tiempo de ejecución.

Actualmente se están implementando herramientas para considerar los fenómenos hidrológicos simultáneos a la simulación hidráulica.
Es importante hacer hincapié en los tiempos de ejecución de los modelos bidimensionales, que pueden tener gran influencia en la planificación de trabajos que los incluyan: la modelización puede suponer desde varias horas, en modelos sencillos de tramos cortos de cauce y llanuras de inundación de poca entidad, hasta semanas, en modelos complejos de llanuras de inundación extensas. En todos los casos, el tamaño de las celdas (y por tanto, el número de ellas necesarias), los tiempos totales impuestos de modelización y de obtención de resultados y el tipo de ordenador empleado afectarán a la duración de forma significativa.
Los modelos bidimensionales más comunes se enumeran en la Tabla 1.

2. Casos de aplicación de modelos bidimensionales

A continuación se incluyen tres ejemplos de aplicación de modelos bidimensionales.

2.1. Modelo IBER: río Mioño en Otañes

Como ejemplo de utilización del modelo IBER, se muestra una simulación hidráulica en el cauce del río Mioño en Otañes (Cantabria) y la incorporación de caudales de uno de sus afluentes, lo que permite la obtención del efecto de la confluencia en los calados y velocidades finales del tramo. El número de celdas empleadas en el cálculo es de 213.736. En la Tabla 2 se incluyen las características principales de la modelización realizada, y en las Figuras 1, 2 y 3 se muestran los resultados obtenidos en la zona de confluencia de ambos cauces.

Tabla 2. Datos generales de la modelización realizada con IBER.

DATOS GENERALES		
Cuenca	Cantábrico Occidental	
Cauce	Mioño	
Tramo	Otañes	
Longitud (km)	3,17	
Situación del tramo	Localidad de Otañes (Cantabria)	
Caudal (m^3/s)	132	
Régimen	Alterado	
Periodo de retorno (años)	500	
Origen caudal	Asistencia Técnica	
Tipo de malla	No estructurada irregular	
Tamaño máximo (m^2)	9	
Condiciones de contorno	Entrada	Caudal total calado crítico
	Salida	Calado crítico
Condiciones iniciales	En seco	
Estructuras consideradas en el cálculo	Estructura nº 1	Puente de la carretera de Otañes a Alto del Henal sobre el arroyo de Callejamala; tipo marco único
	Estructura nº 2	Puente de la S-501 sobre el río Rocalzada; tipo arco de 1 vano
	Estructura nº 3	Puente de la carretera de Otañes a Los Corrales sobre el río Mioño; tipo marco único

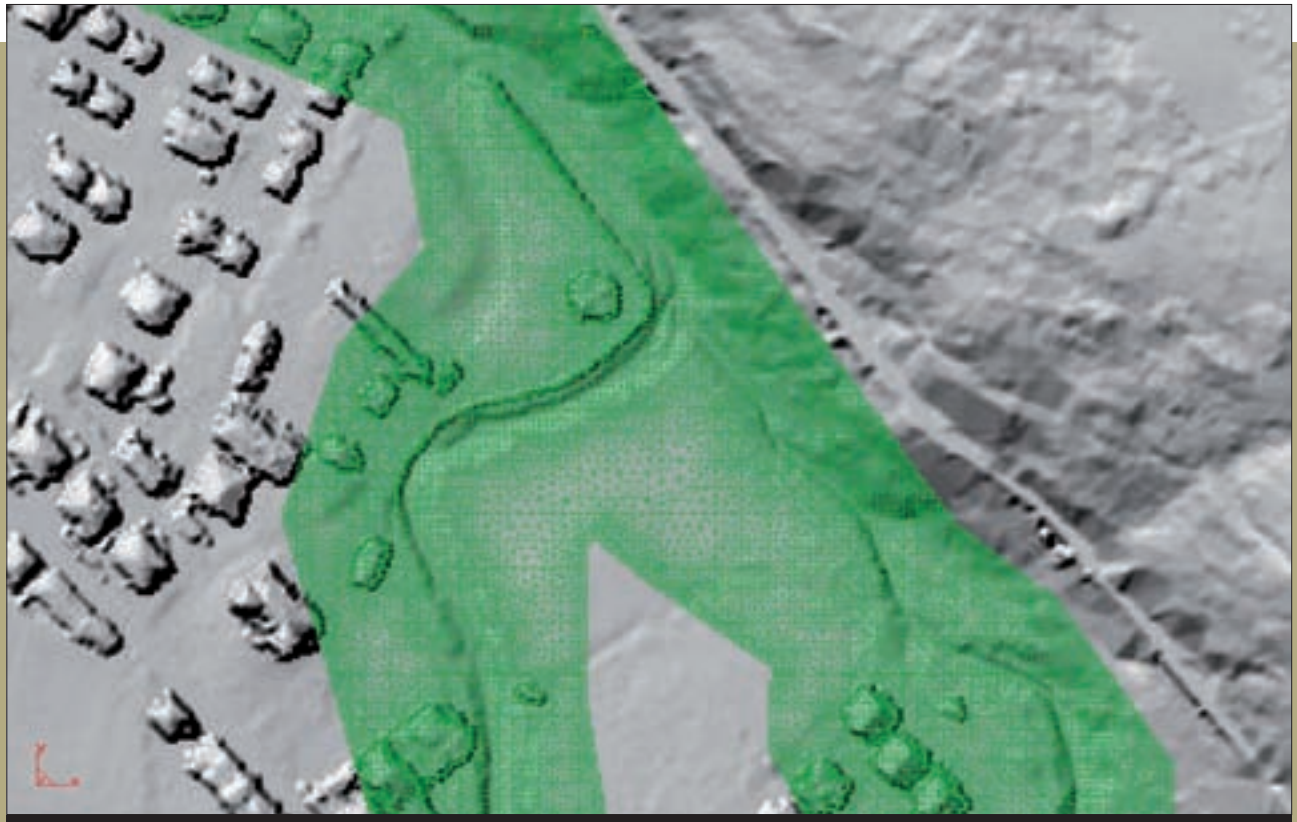


Figura 1. Malla de cálculo empleada en la modelización con IBER. Fuente: *Coordinación y mantenimiento de los trabajos realizados en el marco del SNCZI.* UTE KV CONSULTORES S.L.-CONSULNIMA S.L.

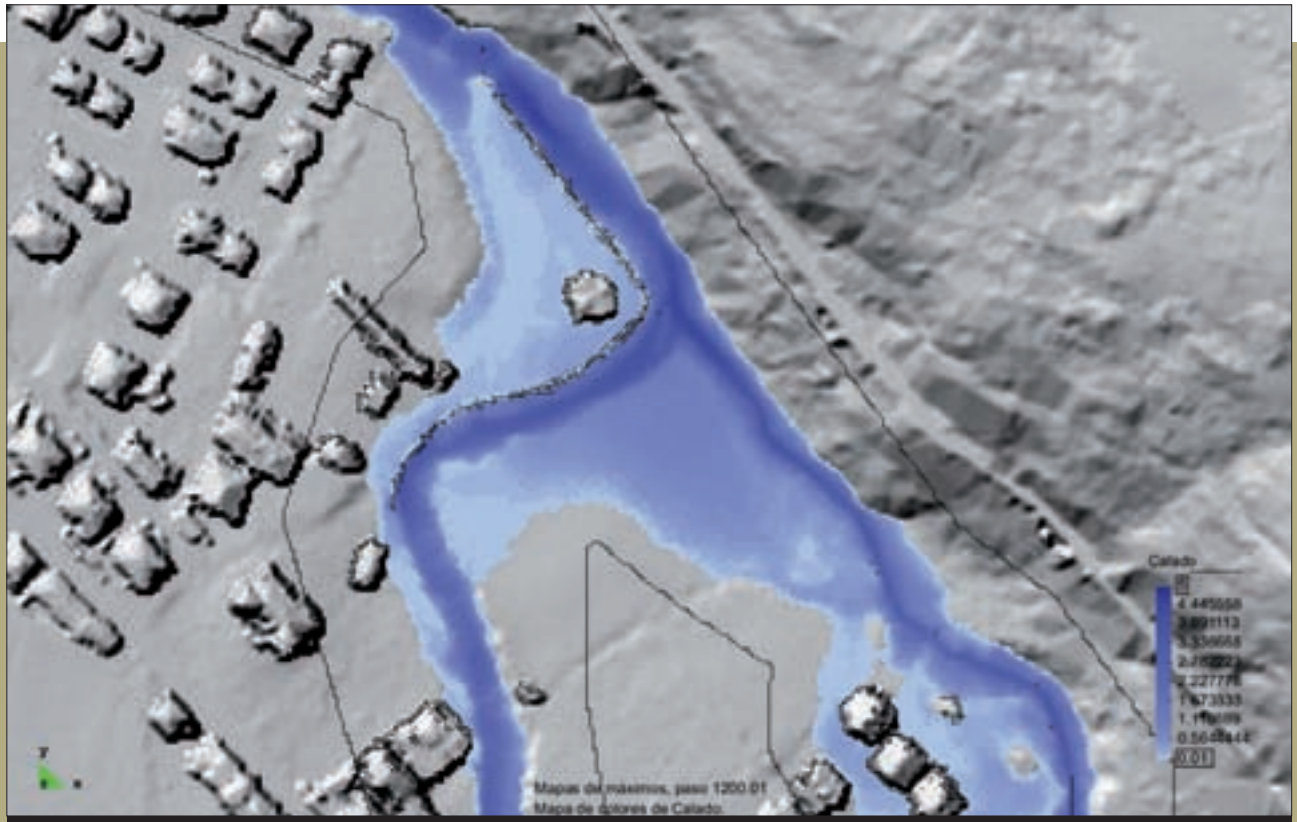


Figura 2. Resultados de la modelización con IBER: calados. Fuente: *Coordinación y mantenimiento de los trabajos realizados en el marco del SNCZI.* UTE KV CONSULTORES S.L.-CONSULNIMA S.L.

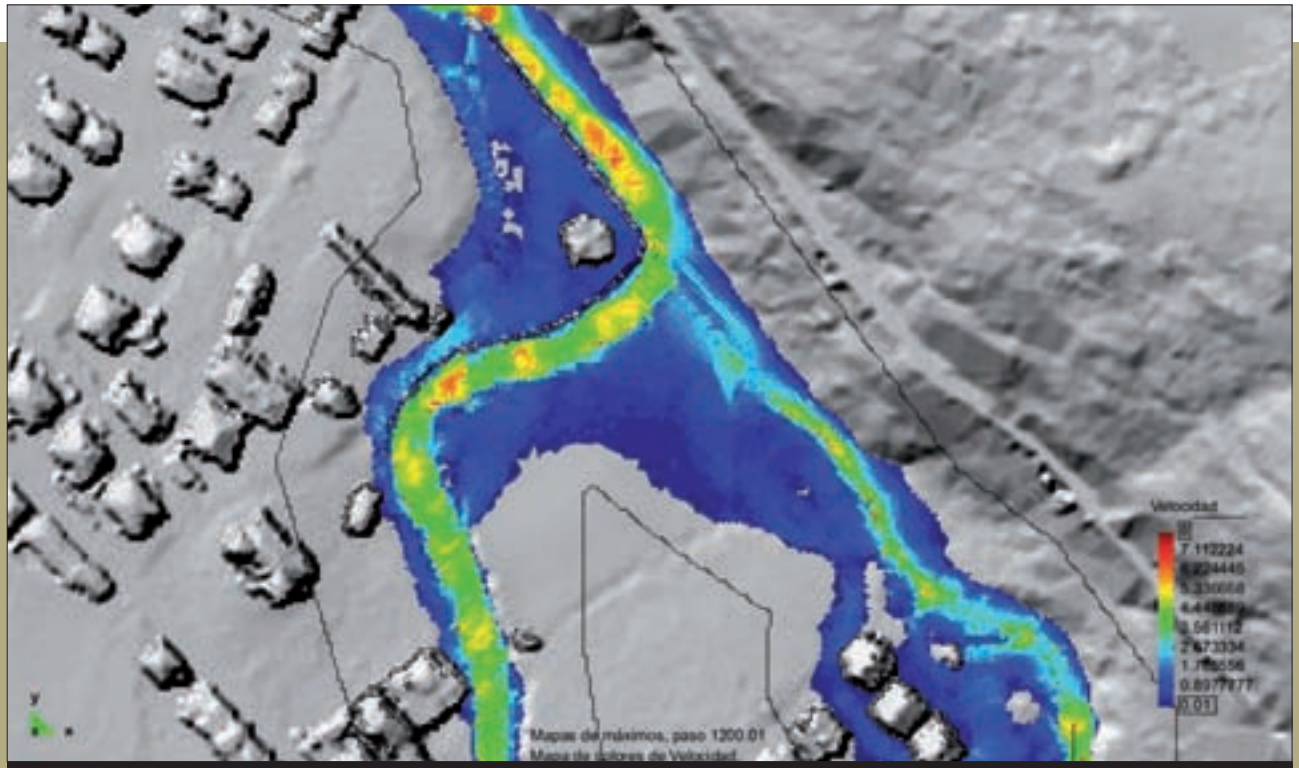


Figura 3. Resultados de la modelización con IBER: velocidades. Fuente: *Coordinación y mantenimiento de los trabajos realizados en el marco del SNCZI.* UTE KV CONSULTORES S.L.-CONSULNIMA S.L.

2.2. Modelo GUAD 2D: río Alginet y otros en Alginet (Valencia)

Como ejemplo de utilización del modelo GUAD 2D, se incluye una simulación hidráulica en la red de cauces situados en el entorno de la población de Alginet (Valencia), así como el acoplamiento de un modelo hidrológico que permite considerar el efecto de la pluviometría en la simulación. El modelo cuenta con 2.100.170 de celdas distribuidas en 4,32 km^2. En la Tabla 3 se incluyen las características principales de la modelización realizada y en las Figuras 4, 5 y 6 se muestran los resultados obtenidos en la zona de estudio.

Tabla 3. Datos generales de la modelización realizada con GUAD 2D.

DATOS GENERALES				
Cuenca	Júcar	**Condiciones de contorno**	Entrada	21 entradas tipo Q(t)
Cauce	Alginet, Bco. del Agua, Bco. del Señor, Bco. de la Belenguera, Bco. de Forca, Bco. de la Garrofera		Salida	Flujo crítico
Longitud (km)	8	**Condiciones iniciales**	En seco	
Situación del tramo	Municipio de Alginet (Valencia)	**Estructuras consideradas en el cálculo**	52, de las cuales las más significativas son:	
Caudal (m^3/s)	882		Estructura nº 1	Puente de 3 vanos en arco localizado en la N-340 sobre el Bco. del Señor en el T.M. de Alginet (S-E29)
Régimen	Alterado		Estructura nº 2	Obra de paso formada por 3 marcos desde el Bco. de la Belenguera en el enlace de la A-7 con el polígono industrial Norte en el T.M. de Alginet (B-E2)
Periodo de retorno (años)	500		Estructura nº 3	Puente con 2 vanos del ferrocarril (Valencia-Villanueva de Castellón) sobre el Bco. de la Belenguera al norte del T.M. de Alginet (FGV-E4)
Origen caudal	Modelo acoplado hidrológico distribuido e hidráulico bidimensional			
Tipo de malla	No estructurada irregular			
Tamaño máximo (m^2)	400 m^2 (lado máximo triángulo 40 m)			

Figura 4. Malla de cálculo empleada en la modelización con GUAD 2D. Fuente: *Análisis estratégico sobre inundaciones en el entorno de Alginet (Valencia).* Confederación Hidrográfica del Júcar. INCLAM S.A.

Figura 5. Resultados de la modelización con GUAD 2D: calados. Fuente: *Análisis estratégico sobre inundaciones en el entorno de Alginet (Valencia).* Confederación Hidrográfica del Júcar. INCLAM S.A.

Figura 6. Resultados de la modelización con GUAD 2D: velocidades. Fuente: *Análisis estratégico sobre inundaciones en el entorno de Alginet (Valencia).* Confederación Hidrográfica del Júcar. INCLAM S.A.

2.3. Modelo INFOWORKS RS: río Mijares en Cirat (Castellón)

Como ejemplo de utilización del modelo INFOWORKS RS, se incluye una simulación hidráulica en el río Mijares en el entorno de la población de Cirat (Castellón), mostrando en detalle el efecto de una estructura en el flujo. El modelo cuenta con 172.296 celdas que definen 0,56 km^2. En la Tabla 4 se incluyen las características principales de la modelización realizada y en las Figuras 7, 8 y 9 se muestran los efectos que la estructura presente en el tramo provoca en el flujo. ■

Tabla 4. Datos generales de la modelización realizada con INFOWORKS RS.

DATOS GENERALES			
Cuenca	Júcar	**Tipo de malla**	No estructurada irregular
Cauce	Río Mijares	**Tamaño máximo (m^2)**	5
Tramo	Montanejos, Araduel y Cirat	**Condiciones de contorno**	Entrada: Hidrograma
Longitud (km)	1,7		Salida: Condición (calado) normal en todo el contorno del Polígono de Simulación 2D
Situación del tramo	Tramo del río Mijares a su paso por las proximidades del núcleo urbano del municipio de Cirat	**Condiciones iniciales**	En seco
Caudal (m^3/s)	1.338,8	**Estructuras consideradas en el cálculo**	2
Régimen	Alterado		Estructura nº 1: Puente de carretera constituido por seis arcos de 6,9 m de altura
Periodo de retorno (años)	500		Estructura nº 2: Vado de 1,2 m de altura
Origen caudal	Estudio hidrológico		

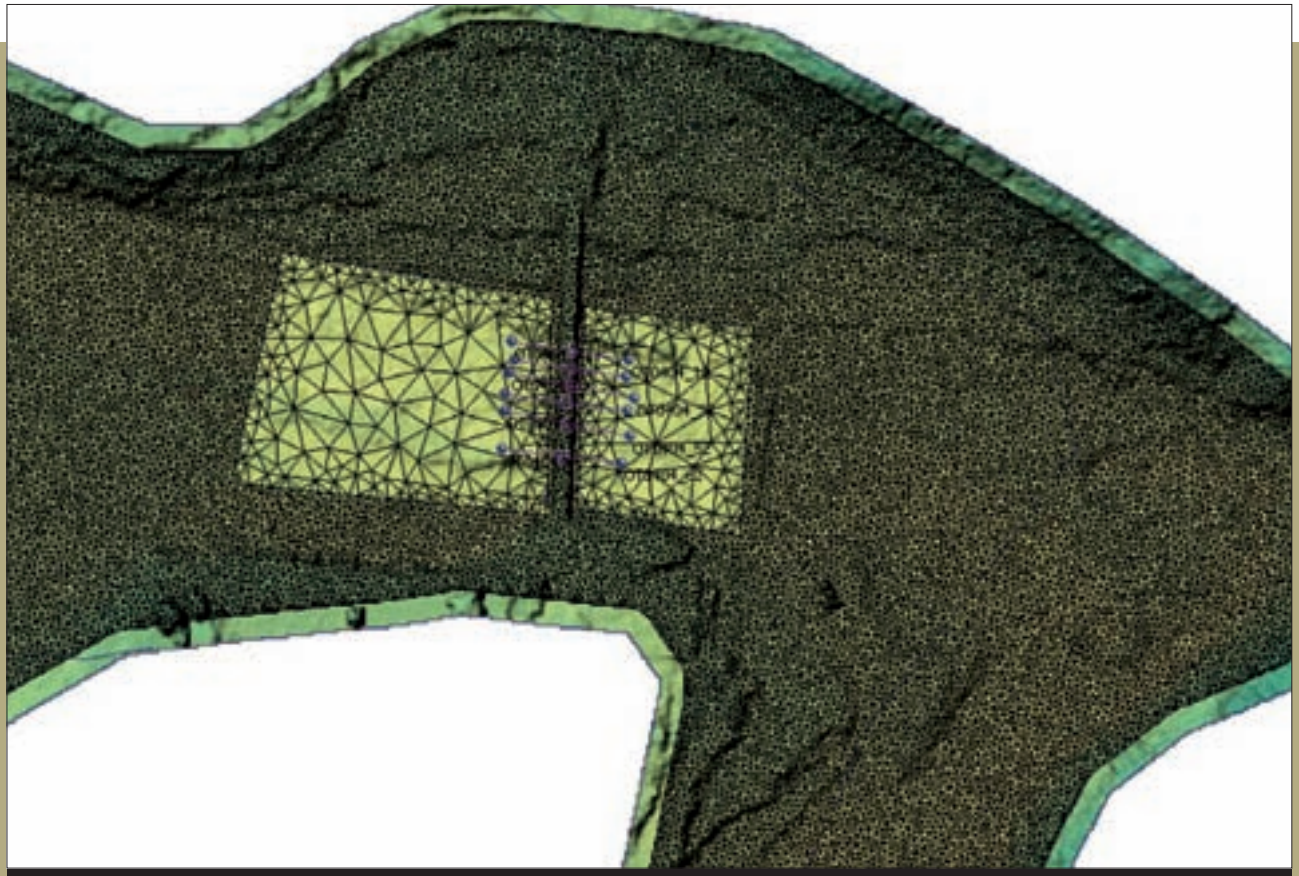


Figura 7. Malla de cálculo empleada en la modelización con INFOWORKS RS. Detalle de la estructura nº 1. Fuente: *Desarrollo del SNCZI en la Demarcación Hidrográfica del Júcar.* OFITECO S.A.

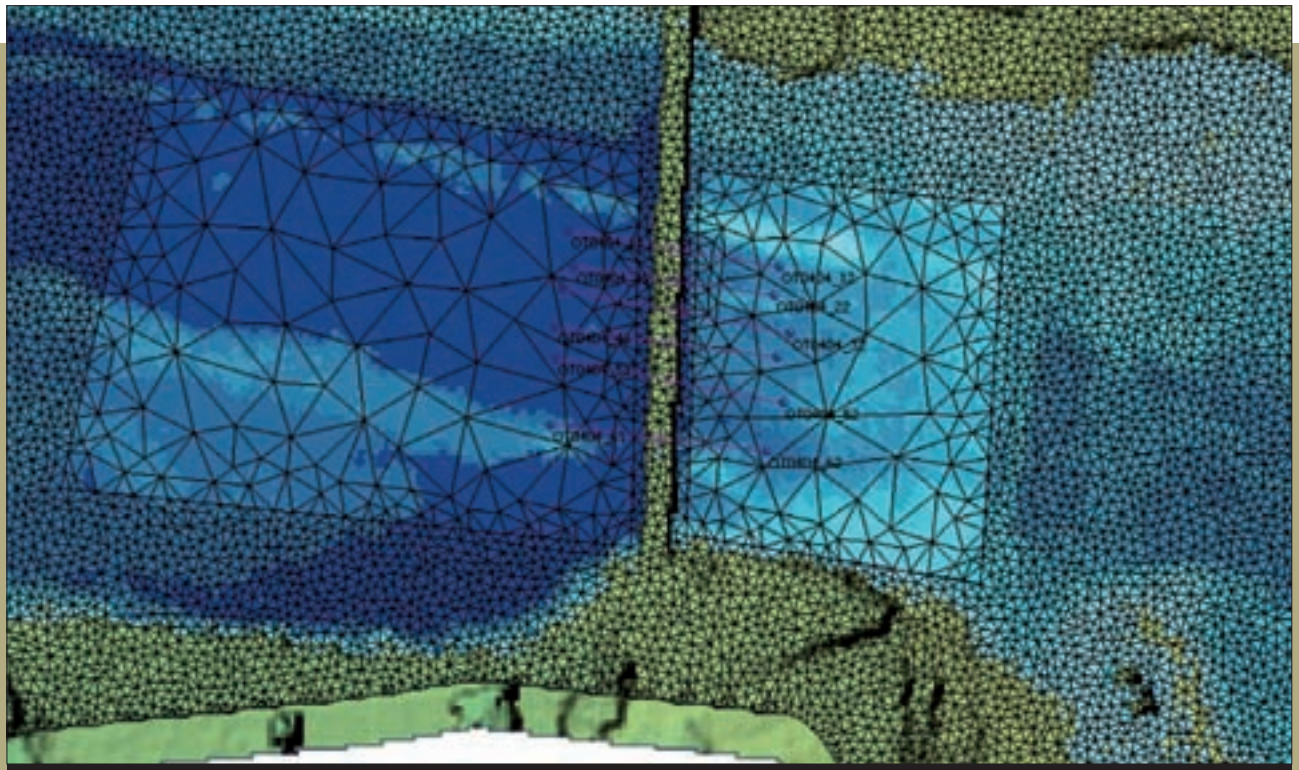


Figura 8. Resultados de la modelización con INFOWORKS RS: calados obtenidos en el entorno de la estructura nº 1. Fuente: *Desarrollo del SNCZI en la Demarcación Hidrográfica del Júcar.* OFITECO S.A.

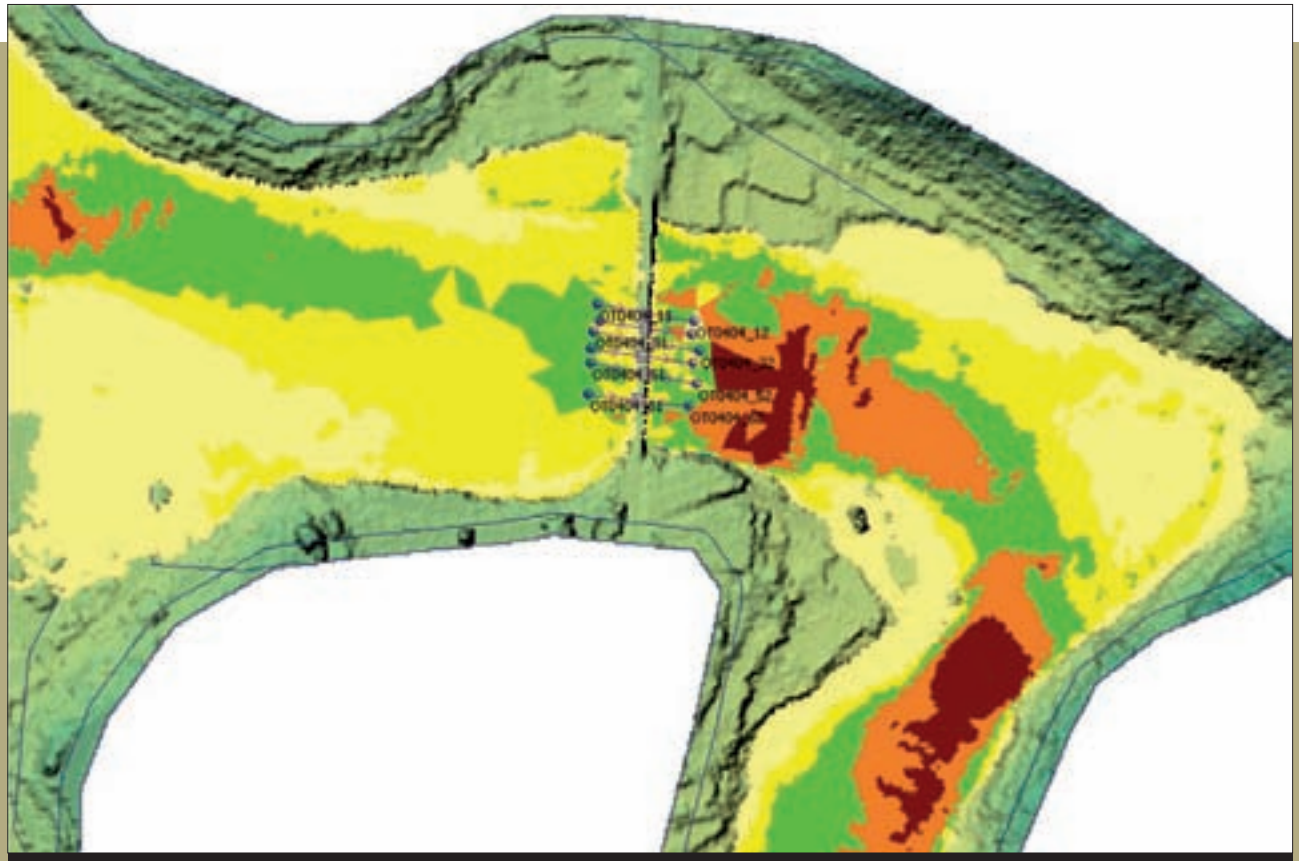


Figura 9. Resultados de la modelización con INFOWORKS RS: distribución de velocidades en el entorno de la estructura nº1.
Fuente: *Desarrollo del SNCZI en la Demarcación Hidrográfica del Júcar.* OFITECO S.A.

ANEJO VIII

CONTRASTE DE INFORMACIÓN ESPACIAL SOBRE INUNDACIONES

1. Contraste de información espacial sobre inundaciones

Tanto en el proceso de calibración del modelo hidráulico como en el de delimitación de las zonas correspondientes a distintos grados de inundabilidad (Dominio Público Hidráulico probable, zona de flujo preferente, etc.) es imprescindible el contraste de información espacial relativa a la inundación (principalmente la extensión de la misma, pero también sobre calados, niveles, velocidades, etc.). Por ejemplo, dentro del proceso de calibración, podría requerirse el contraste de la extensión de la inundación obtenida mediante el modelo hidráulico con la procedente de una imagen de satélite. Asimismo, dentro del proceso de zonificación, es importante contrastar los límites obtenidos a partir del análisis histórico y geomorfológico con los procedentes de la modelización hidráulica.

Es habitual llevar a cabo estos contrastes mediante una inspección meramente visual, pero este procedimiento, aunque imprescindible, adolece de cierta subjetividad. De esta forma, en este anejo se proporcionan algunas indicaciones para complementar el análisis visual de la información con criterios objetivos que permitan cuantificar el grado de ajuste de la información espacial y, en consecuencia, proporcionen mayor objetividad al contraste.

Existen en la literatura diversos estadísticos que permiten cuantificar el grado de ajuste de la información espacial, y que pueden estar basados bien en la comparación de los polígonos que definen los límites de la inundación, bien en la comparación de los valores asociados a un mapa de celdas (mapa *raster* o similar). Hay que destacar que lo más habitual es aplicar estos estadísticos al análisis de la extensión de la inundación, o a la extensión de la zona correspondiente a un determinado grado de inundabilidad, siendo su aplicación al contraste de otras variables hidráulicas menos frecuente, aunque posible.

1.1. Tipos de estadísticos para el contraste de información espacial

Se exponen en este apartado algunos de los estadísticos que más comúnmente se utilizan para el contraste de información espacial, y que pueden encontrarse en la literatura relativa al análisis de inundaciones. Se tratarán por separado aquellos estadísticos que trabajan sobre polígonos cerrados de los que lo hacen sobre mapas de celdas. Obviamente, las imágenes a contrastar deben corresponder a situaciones comparables en el tiempo (un mismo instante o valores máximos en un mismo periodo de tiempo) y estar idénticamente georreferenciadas, realizándose generalmente la superposición de imágenes sobre algún tipo de representación de un MDT (por ejemplo, una imagen sombreada).

En el primer tipo de métodos, los polígonos corresponden a los contornos de la variable a comparar (la extensión de la inundación o el límite de determinada zonificación: DPH, ZFP,...), y el estadístico se forma a partir de los valores de los atributos principales de los polígonos (área y longitud). En el segundo tipo de métodos, los mapas de celdas representan la distribución espacial del valor de la variable a comparar, formándose los estadísticos a partir de las diferencias en los valores de las celdas. Estos mapas de celdas pueden contener tanto valores numéricos correspondientes a una determinada variable (por ejemplo, el calado o la velocidad), como valores lógicos (mojado/no mojado, o zona de inundación peligrosa/no peligrosa, etc.). Los estadísticos utilizados en el contraste de mapas con valores numéricos son los clásicos dentro del análisis estadístico descriptivo (como la media, desviación estándar, sesgo, distribución de frecuencias, etc.). Por otra parte, los mapas de celdas con valores lógicos no son, generalmente, otra cosa que los que se obtienen al transformar en *raster* la información vectorial relativa al contorno de la inundación o zona a contrastar; sin embargo, esta forma de representación y análisis es muy común.

1.1.1. Estadísticos basados en el análisis de polígonos

Estos estadísticos son apropiados para cuantificar el grado de ajuste entre dos imágenes correspondientes a los límites de una determinada zona que, por ejemplo, podría corresponder a la zona inundada durante una avenida o ajustado a una determinada inundabilidad (DPH, ZFP, zona inundable, etc.).

El estadístico de este tipo más frecuentemente utilizado (Aronica, 2002; Horrit, 2006) está basado en la unión e intersección de polígonos, y presenta la ventaja de que considera tanto los errores de omisión (las zonas que en la imagen de referencia aparecen como "mojadas" y en la imagen a contrastar aparecen como "secas") como los errores de comisión (las zonas que en la imagen de referencia aparecen como "secas" y en la imagen a contrastar aparecen como "mojadas"). La manera más habitual de evaluar estos errores es a través de las áreas contenidas tanto en la intersección como en la unión de los polígonos a comparar, formando un estadístico basado en la zona común en ambas imágenes o polígonos, es decir, en su intersección, y normalizándolo teniendo en cuenta ambos tipos de errores.

Considerando, a título de ejemplo, el contraste entre una poligonal procedente de una imagen de referencia y otra procedente de un

modelo (Figura 1), podríamos establecer las siguientes relaciones:

$$R = Z + O$$

$$A = Z + C$$

Donde se ha denominado R a la imagen de referencia, A a la imagen del modelo, Z a la intersección entre la imagen de referencia y la del modelo, C al error de comisión y O al error de omisión. Partiendo de estas expresiones se puede definir el siguiente estadístico (F) que permite cuantificar el grado de ajuste de ambas poligonales:

$$F = \frac{R \cap A}{R \cup A} = \frac{Z}{O + C + Z}$$

Los valores de la expresión anterior se pueden obtener a partir de operaciones muy sencillas de SIG. La zona común (Z) se obtiene como la intersección de los polígonos correspondientes a la imagen de referencia (R) y la del modelo (A). Los polígonos de los errores de comisión (C) y omisión (O) se obtienen realizando la diferencia simétrica entre Z y R. A partir de los valores de las áreas de Z, O y C se puede escribir el estadístico F de la siguiente manera:

$$F = \frac{área(Z)}{área(O) + área(C) + área(Z)}$$

De manera alternativa puede definirse otro estadístico basado únicamente en las diferencias entre las imágenes de referencia y del modelo y que, siguiendo la nomenclatura anterior, puede expresarse como:

$$FD = \frac{área(O+C)}{normaliz} = \frac{área(O)}{normaliz} + \frac{área(C)}{normaliz}$$

Donde el numerador corresponde a la suma de las superficies de los errores de omisión y comisión, y el denominador a un valor de normalización, que puede tomarse como la longitud del contorno del polígono de referencia (Raber, 2007) o como el área de dicho polígono (Gall, 2007). En este último caso, tendremos que el estadístico FD es la suma de los errores relativos de omisión y comisión, cuyos valores porcentuales suelen utilizarse por separado como indicativo de su magnitud.

1.1.2. Estadísticos basados en el análisis de mapas de celdas

Los estadísticos basados en los mapas de celdas pueden ser de dos tipos, dependiendo de los valores de las celdas que los componen, mapas de celdas de valores numéricos y mapas de celdas de valores lógicos. Previamente al análisis, es necesario realizar una operación de discretización de toda la información en celdas del mismo tamaño

Figura 1. Contraste de poligonales procedentes de una imagen de referencia y de un modelo (izquierda). Superficies correspondientes a los errores de omisión y de comisión (derecha).

y, en caso de que la información disponible sea de tipo vectorial (por ejemplo, en el caso de contrastar límites de inundación), ésta debe ser transformada a un mapa tipo *raster*.

a) **Mapas de celdas de valores numéricos:** sería el caso de mapas con información distribuida sobre alguna de las variables hidráulicas (calados, velocidades,...) obtenidas a partir de los resultados de un modelo hidráulico. Habitualmente, el análisis de este tipo de información se realiza mediante un análisis estadístico descriptivo de las variables de interés, así como de las diferencias celda a celda entre los valores de un mapa y otro, incluyendo la media, desviación típica, sesgo, histograma de frecuencias observadas, etc. En ocasiones, el análisis se lleva a cabo por zonas en función de una determinada clasificación del dominio espacial (por ejemplo, zona de cauce y zona inundable). Un inconveniente de este tipo de análisis es que no puede reflejar la información relativa a los errores de omisión y de comisión que se comentaron en el apartado anterior.

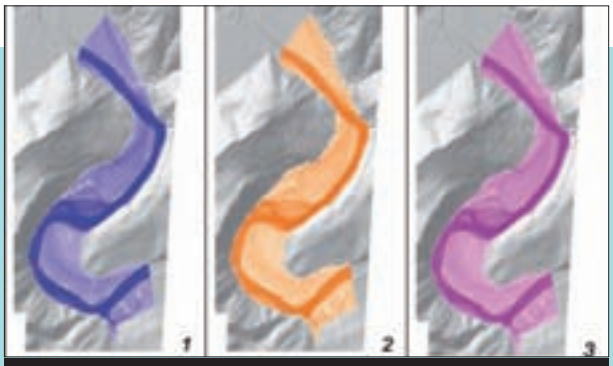


Figura 2. Mapas de calados para la avenida de 100 años de periodo de retorno, obtenidos mediante modelización hidráulica con distintos valores de los parámetros, correspondientes a un tramo del río Nalón aguas arriba de la confluencia con el Narcea.

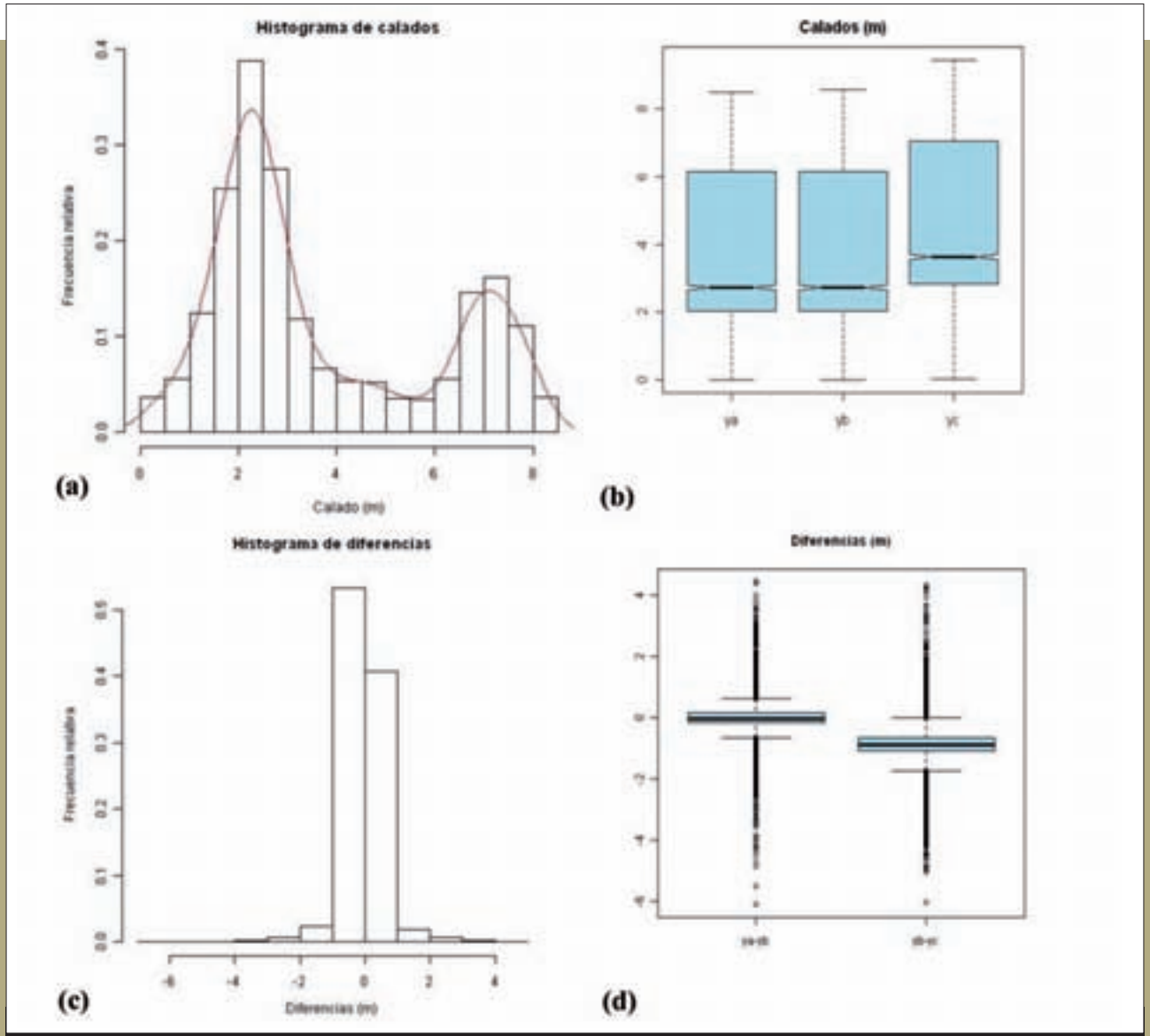


Figura 3. Contraste de los valores de distintos mapas de calados obtenidos mediante modelización hidráulica de un tramo del río Nalón aguas arriba de la confluencia con el Narcea.

Lógicamente, para poder realizar el contraste es necesario disponer de una imagen de referencia de la variable analizada. En el caso de las variables hidráulicas no suele disponerse de esta información de referencia con el suficiente detalle como para llevar a cabo un análisis estadístico de los valores numéricos. Sin embargo, las metodologías expuestas en este apartado pueden ser útiles, en algunos casos, para contrastar resultados procedentes de distintos modelos.

En la Figura 2 se muestra un ejemplo de este tipo de análisis aplicado a un tramo del río Nalón, aguas arriba de la confluencia con el Narcea. El contraste se lleva a cabo para tres mapas de calados, correspondientes a la avenida de 100 años de periodo de retorno, obtenidos a partir de un mismo modelo hidráulico con distintos valores de sus parámetros.

En primer lugar se ha procedido a una exploración de los datos a través del dibujo de su histograma de frecuencias. En la Figura 3(a) se muestra el resultado obtenido para uno de los modelos en el que se puede comprobar el carácter bimodal de la distribución de calados, existiendo un conjunto de valores de mayor frecuencia en torno a los 2 m, que corresponde a la zona inundable, y un segundo grupo en torno a los 7 m, que corresponde al cauce. En la imagen (b) se caracterizan los valores de los tres mapas mediante gráficos de caja en los que se indica el rango de variación del conjunto de valores, el rango intercuartílico y la mediana, para cada uno de ellos. Se observa que los tres mapas tienen unos rangos intercuartílicos similares, siendo las medianas correspondientes a los dos primeros modelos prácticamente iguales, y algo superior la del tercero.

La imagen (c) de la Figura 3 muestra el histograma de las diferencias celda a celda correspondientes a los dos primeros modelos, y la (d) el diagrama de caja de las diferencias entre los valores de los tres mapas. De la observación del histograma se deduce que las diferencias ya no tienen el carácter bimodal que tenía la distribución de frecuencias de los calados, obteniéndose un histograma simétrico y muy apuntado en torno al valor central de la muestra que, en el caso del contraste de los dos primeros modelos, se sitúa en torno al cero. Esta circunstancia queda reflejada en los diagramas de caja, de los que se deduce que entre los calados de los dos primeros modelos hay tan sólo unos centímetros de diferencia, mientras que entre los de éstos y los del tercero hay alrededor de 1 m de diferencia.

b) Como se ha dicho anteriormente, los **mapas de celdas con valores lógicos** suelen obtenerse al transformar la información vectorial relativa al contorno de la inundación, o contorno de la zona a contrastar, en un mapa *raster* con valores lógicos que tomarán el valor "verdadero" (si la celda está dentro del contorno) o "falso" (en caso contrario). Normalmente, los valores lógicos "verdadero" y "falso" se representan numéricamente mediante un 1 y un 0, respectivamente (si los mapas a comparar representan la extensión de la inundación, las celdas mojadas tendrán valor 1 y las secas, valor 0).
El estadístico más utilizado en el contraste de este tipo de mapas es el coeficiente Kappa (Cohen, 1960), que mide la relación entre nivel de acuerdo observado ($P(O)$) sobre el mínimo nivel de acuerdo posible ($P(E)$), respecto al máximo nivel de acuerdo posible:

$$K = \frac{P(O) - P(E)}{1 - P(E)}$$

El máximo valor del estadístico Kappa es 1, que ocurre cuando el nivel de acuerdo observado toma un valor igual a la unidad, lo que hace que el numerador se iguale al denominador. A medida que el grado de acuerdo observado disminuye, el valor de Kappa también decrece, pudiendo llegar a ser negativo, con un valor mínimo de -1. Los términos que intervienen en la expresión anterior se pueden calcular de la siguiente manera:

$$P(O) = \frac{n_{SS} + n_{AB}}{n_T}$$

$$P(E) = \frac{n_B\, n_A + \left(n_{SS} + n_B - n_{AB}\right)\left(n_{SS} + n_A - n_{AB}\right)}{n_T^2}$$

Siendo n_A el número de celdas dentro del contorno en el mapa A, n_B el número de celdas dentro del contorno en el mapa B, n_{AB} el número de celdas que están dentro del contorno en ambos mapas, n_{SS} el número de celdas comunes que se encuentran fuera del contorno y n_T el número de celdas existente en el dominio espacial total abarcado por los mapas. Sustituyendo en la expresión anterior, se obtiene:

$$K = \frac{2n_{AB} - \dfrac{2n_A n_B}{n_T}}{n_A + n_B - \dfrac{2n_{AB}}{n_T^2}}$$

La cuestión que suscita la utilización del coeficiente Kappa es que su valor depende del número total de celdas abarcadas por los mapas, pudiendo ser dicho dominio espacial tan grande como se quiera. A medida que aumenta n_T también lo hace n_{SS}, y el valor de Kappa tiende a un valor asintótico dado por la siguiente expresión:

$$K_{LIM} = \lim_{n_T \to \infty} K = \frac{2n_{AB}}{n_A + n_B}$$

que únicamente depende de la información relativa a los recintos a comparar. Este valor límite de Kappa (K_{LIM}) tiene una expresión muy sencilla, de aplicación inmediata a los mapas de valores lógicos, que es la que se recomienda utilizar en la práctica.
Se han desarrollado diversas clasificaciones del grado de ajuste de los mapas en función del rango de valores de K, dependiendo del ámbito al que se aplique esta metodología. La más comúnmente empleada en la literatura es la siguiente: $K < 0{,}4$ indican un mal ajuste, valores comprendidos entre $0{,}4 < K < 0{,}6$ indican un ajuste aceptable o moderado, entre $0{,}6 < K < 0{,}8$ indican un ajuste bueno y $K > 0{,}8$ indica un ajuste muy bueno. En el ámbito de las inundaciones no existe por el momento una clasificación que pueda considerarse "de referencia" para determinar el grado de ajuste entre dos mapas. Los valores expuestos anteriormente, y habituales en otro tipo de trabajos, pueden ser bajos dentro del ámbito de las inundaciones, por lo que se recomienda adoptar un valor de $K \geq 0{,}9$.
El valor asintótico del coeficiente Kappa está relacionado con el estadístico F mediante la siguiente relación:

$$K_{LIM} = \frac{2F}{1+F}$$

Cuando existe perfecta coincidencia entre las imágenes a contrastar, ambos estadísticos toman el valor de la unidad. Si se adopta un valor de $K_{LIM} \geq 0{,}9$, se tiene que $F \geq 0{,}82$, lo que significa, sustituyendo en la expresión de F, que la suma de las áreas de los errores de omisión

y comisión debe ser inferior a, aproximadamente, un 20% de la superficie de la intersección de los polígonos, siendo, además, deseable que se compensen los errores de omisión y de comisión.

En la Tabla 1 se exponen los resultados obtenidos al aplicar el estadístico Kappa al contraste de los límites de inundación del ejemplo anterior en el río Nalón. El contraste se ha llevado a cabo entre los resultados del primer y segundo modelo, y entre los del segundo y tercero.

Se observa que se obtienen valores asintóticos de Kappa muy elevados en ambos casos, lo que resulta lógico ya que la inundación ocupa prácticamente todo el valle fluvial. No obstante, en el caso del contraste de los resultados del segundo y tercer modelo, los calados sí resultan diferentes, tal como se mostró anteriormente. En este tipo de casos, en los que la práctica totalidad del valle fluvial resulta inundada, una pequeña variación en el coeficiente K_{LIM} puede enmascarar una variación mayor en los calados. ■

Tabla 1. Aplicación del estadístico Kappa al contraste de las manchas de inundación obtenidas mediante modelización hidráulica de un tramo del río Nalón aguas arriba de la confluencia con el Narcea.

Contraste	n_A	n_B	n_{AB}	$K_{LIM} = \frac{2 \cdot n_{AB}}{(n_A + n_B)}$
Modelo 1-Modelo 2	7060	7070	6950	0,983
Modelo 2-Modelo 3	7070	7282	7041	0,981

RECOMENDACIONES

En distintas fases del desarrollo de la cartografía de zonas inundables es imprescindible el contraste de información espacial relativa a la inundación. Lo más frecuente es aplicar este contraste al análisis de la extensión de la inundación o de la zona correspondiente a un determinado grado de inundabilidad.

●

Se recomienda complementar el contraste meramente visual con criterios objetivos que permitan cuantificar el grado de ajuste de la información espacial.

●

Las imágenes a contrastar deben corresponder a situaciones comparables en el tiempo (un mismo instante o valores máximos en un mismo periodo de tiempo) y estar idénticamente georreferenciadas.

●

Se recomienda emplear en el contraste de los límites de inundación (o de una zona correspondiente a una determinada inundabilidad) el estadístico F (basado en el análisis de polígonos) o el estadístico Kappa (basado en el análisis de mapas con valores lógicos). En este último caso, se recomienda emplear su valor límite (K_{LIM}), que no depende del área geográfica abarcada por los mapas.

●

Ambos estadísticos son fácilmente aplicables mediante un SIG, aunque la aplicación del estadístico Kappa requiere transformar la información vectorial relativa al contorno de la inundación, o contorno de la zona a contrastar, en un mapa *raster* con valores lógicos.

●

Se recomienda adoptar un valor de $K_{LIM} \geq 0{,}9$ para considerar que hay un buen ajuste entre los límites. Esto es equivalente a un valor de $F \geq 0{,}82$, lo que significa que la suma de las áreas de los errores de omisión y comisión debe ser inferior a, aproximadamente, un 20% de la superficie de intersección de los polígonos. Se recomienda, además, que se compensen, aproximadamente, los errores de omisión y de comisión.

●

En caso de llevar a cabo el contraste, menos frecuente, de mapas con información distribuida sobre las variables hidráulicas (calados, velocidades,...) se puede realizar un análisis estadístico descriptivo de las diferencias celda a celda entre los valores de un mapa y otro (media, desviación típica, sesgo, histograma de frecuencias observadas, etc.). Este último tipo de contraste tiene el inconveniente de que no refleja la información relativa a los errores de omisión y de comisión.

ANEJO IX

REFERENCIAS

AGRESTI, A. y COULL, B. A., 1998. *Approximate is Better than "Exact" for Interval Estimation of Binomial Proportions.* American Statistician, vol. 52, nº 2: pp. 119-126, 1998.

ALCOVERRO, J., COROMINAS, J. y GÓMEZ, M., 1999. *The Barranco de Arás flood of 7 August 1996 (Biescas, Central Pyrenees, Spain).* Engineering Geology, vol. 51, issue 4: pp. 237-255, 1999.

ALLAN, R., 2011. *Human influence on rainfall.* Nature, vol. 470: pp. 344-345, 2011.

ARCEMENT, G. J. y SCHNEIDER, V. R., 1990. USGS *Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains.* United States Geological Survey Water-supply Paper, 2339. Metric Version.

ARONICA, G., BATES, P. D. y HORRITT, M. S., 2002. *Assessing the uncertainty in distributed model predictions using observed binary pattern information within GLUE.* Hydrological Processes, vol. 16, issue 10: pp. 2001-2016, 2002.

AULITZKY, H., 1994. *Hazard mapping and zoning in Austria: methods and legal implications.* Mountain Research and Development, vol. 14, nº 4: pp. 307-313, 1994.

AYALA-CARCEDO, F. J., 2002. *El sofisma de la imprevisibilidad de las inundaciones, el periodismo ambiental y la responsabilidad social de los expertos. Un análisis del caso español y alternativas.* Boletín de la A.G.E., nº 33: pp. 79-92, 2002.

BALLAIS, J. L., GARRY, G. y MASSON, M., 2005. *Contribution of hydrogeomorphological method to flood hazard assessment: the case of French Mediterranean region.* C.R. Geosci, vol. 337, issue 13: pp. 1120-1130, 2005.

BARNOLAS, M. y LLASAT, M. C., 2007. *Metodología para el estudio de inundaciones históricas en España e implementación de un SIG en las cuencas del Ter, Segre y Llobregat.* Monografías CEDEX, M-90, Centro de Estudios Hidrográficos, Madrid, 264 pp. + CD-ROM.

BARRIENDOS, M. y COEUR, D., 2004. *Flood data reconstructions in historical times from non-instrumental sources in Spain and France.* Benito, G. y Thorndycraft, V. R. (Eds.): Systematic, paleoflood and historical data for the improvement of flood risk estimation: Methodological guidelines. CSIC y Comisión Europea, Madrid: pp. 29-42, 2004.

BARRIENDOS, M. y RODRIGO, F. S., 2006. *Study of historical flood events on Spanish rivers using documentary data.* Hydrological Sciences Journal (Journal-des-Sciences Hydrologiques), vol. 51, issue 5: pp. 765-783, 2006.

BATES, P. D., MARKS, K. J. y HORRİTT, M. S., 2003. *Optimal use of high-resolution topographic data in flood inundation models.* Hydrological Processes, vol. 17, issue 3: pp. 537-557, 28 February 2003.

BATHURST, J. C., 1985. *Flow resistance estimation in mountain rivers.* Proc. ASCE, J. of Hydraulic Engineering, vol. 111, issue 4: pp. 625-643, 1985.

BENITO, G. y THORNDYCRAFT, V. R. 2004. *Systematic, paleoflood and historical data for the improvement of flood risk estimation: Methodological guidelines.* Benito, G. y Thorndycraft, V. R. (Eds.): CSIC y Comisión Europea, Madrid, 116 pp.

BETTESS, R., 1999. *Flow resistance equations for gravel bed rivers.* Proceedings 28th IAHR Congress, 22-27 August, Graz, Austria, 1999.

BJERKLIE, D. M., DINGMAN, S. L. y BOLSTER, C. H., 2005. *Comparison of constitutive flow resistance equations based on the Manning and Chèzy equations applied to natural rivers.* Water Resour. Res., vol. 41, W 11502, 2005.

BLADÉ I CASTELLET, E., 2005. *Modelización del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensionales.* Tesis doctoral. Departament d'Enginyeria Hidràulica, Marítima i Ambiental, Universitat Politécnica de Catalunya.

BLAIR, T. C. y MCPHERSON, J., 1994. *Alluvial fan processes and forms.* Abrahams, A. D. y Parsons, A. J. (Eds.): Geomorphology of Desert Environments: vol. 25: pp. 354-402. Chapman & Hall, London, 1994.

BRAY, D. I., 1979. *Estimating average velocity in gravel-bed Rivers.* Proc. ASCE, J. of Hydraulic Division, vol. 105, nº 9: pp. 1103-1122, 1979.

BUREAU OF RECLAMATION, 2006. *Theory and user manual for SRH-W.* US Department of Interior, Bureau of Reclamation, Colorado.

CEDEX, 1991. *Ordenación de zonas inundables. Informe Técnico para MOPT.* Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX.

CEDEX, 1994. *Aspectos prácticos de la definición de la máxima crecida ordinaria*. Informe Técnico para MIMAM. Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX.

CEDEX, 1996. *Guías metodológicas para la estimación del caudal de la máxima crecida ordinaria*. Informe Técnico para MIMAM. Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX.

CEDEX, 1997. *Utilización de la Teledetección para la estimación del parámetro hidrológico del número de curva*. Informe Interno del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX.

CEDEX, 2009. *Mapa de caudales máximos de avenida para la red fluvial de la España peninsular*. Informe Técnico para la Dirección General del Agua del MARM. Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX.

CHIE YEN, B., 2002. *Open Channel Flow Resistance*. ASCE J. of Hydraulic Engineering, vol. 128, issue 1: pp. 20-39, 2002.

COBBY, D. M., MASON, D.C., HORRITT, M.S. y BATES, P.D., 2003. *Two-dimensional hydraulic flood modelling using a finite-element mesh decomposed according to vegetation and topographic features derived from airborne scanning laser altimetry*. John Wiley & Sons, Ltd. Hydrological Processes, vol. 17, issue 10: pp. 1979-2000, 2003.

COHEN, J., 1960. *A coefficient of agreement for nominal scales*. Educational and Psychological Measurement, vol. 20, nº 1: pp. 37-46, 1960.

COLEBROOK, C. F. y WHITE, C. M, 1937. *Experiments with fluid friction in roughened pipes*. Proc. Roy. Soc. Series A, vol. 161, nº 906: p. 367, 1937.

COLUBI, A., FERNÁNDEZ, E. y ANADÓN, S., 2009. *Reconstruction of flood chronologies on the basis of historical information*. Book of Abstracts of the Second Workshop of the ERCIM Working Group on Computing & Statistics (ERCIM 09): p. 13, Elsevier, Chipre, 2009.

COON, W. F., 1990. *Estimation of roughness coefficients for natural stream channels with vegetated banks*. US Geological Survey Water-Supply Paper, 2441, 1990.

COSTA, J. E., 1988. *Rheologic, geomorphic, and sedimentologic differentiation of water floods, hyperconcentrated flows, and debris flows*. Baker, V. R., Kochel, R. C. y Patton, P. C. (Eds.): Flood Geomorphology. John Wiley and sons, Inc., New York: pp. 113-122, 1988.

COWAN, W. L., 1956. *Estimating hydraulic roughness coefficients*. Agricultural Engineering, vol. 37, nº 7: pp. 473-475, 1956.

CROSTA, G. B. y FRATTINI, P., 2004. *Controls on modern alluvial fan processes in the Central Alps, Northern Italy*. Earth Surface Processes and Landforms, vol. 29, issue 3: pp. 267-293, 2004.

CUNGE, J. A., 1967. *On the Subject of a Flood Propagation Computation Method (Muskingum method)*. J. Hyd. Res., IAHR, vol. 7, nº 2: pp. 205-230, 1967.

DE SCALLY, F. A. y OWENS, I. F., 2004. *Morphometric controls and geomorphic responses on fans in the Southern Alps, New Zeland*. Earth Surface Processes and Landforms, vol. 29, issue 3: pp. 311-322, 2004.

DE SCALLY, F. A., SLAYMAKER, O. y OWENS, I. F., 2001. *Morphometric controls and basin response in the Cascade Mountains*. Geografiska Annaler, vol. 83 A, nº 3: pp. 117-130, 2001.

DELORME-LAURENT, V., 2007. *Contribution à la méthode hydrogéomorphologique de détermination des zones inondables*. Tesis doctoral. Université de Provence - Aix-Marseille I, Tomo 1, 434 pp.

DGC, 1999. *Máximas lluvias diarias en la España peninsular*. Serie monografías. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento.

DIELMO, UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA y BALMA FORESTAL, 2010. *Clasificación de tipologías forestales a partir de datos LIDAR*. Proyecto XERRAC.

DÍEZ-HERRERO, A., LAÍN-HUERTA, L. y LLORENTE-ISIDRO, M., 2008. *Mapas de peligrosidad por avenidas e inundaciones. Guía metodológica para su elaboración*. Serie Riesgos Geológicos/Geotecnia, nº 1, Madrid, 190 pp.

DINGMAN, S. L., 2002. *Physical Hydrology*. Waveland Press, inc. 2ª Edición.

DIREN-PACA, 2007. *L'approche hydrogéomorphologique en milieux méditerranéens*. Direction Régionale de l'Environnement Provence-Alpes-Côte dÁzur, Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de l'Aménagement du territoire, 59 pp.

EPTEAU, 1998. *Determination de l'espace de liberte des cours d'eau*. Bassin Rhone Mediterranée Corse. Guide Technique, nº 2, 40 pp.

ESRI, 2007. *ArcGIS Desktop Help*. ArcGIS Desktop 9.2.

ETOH, T., MUROTA, A. y NAKANISHI, M., 1986. *SQRT-Exponential Type Distribution of Maximum. Procedings of the International Symposium on Flood Frequency and Risk Analysis*. Louisiana State: pp. 253-265, mayo, 1986.

FERNÁNDEZ IGLESIAS, E. y ANADÓN RUIZ, S., 2010. *Análisis del encajamiento de los ríos Nalón (Asturias) y Carrión (Palencia) en las últimas décadas y repercusión en la inundabilidad*. Vericat, D. y Batalla, R. J. (Eds.): Avances de la geomorfología en España 2008-2010, Úbeda: pp. 365-368, 2010.

FERRER POLO, F. J., 1993. *Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas*. Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX.

FERRER POLO, F. J. y ARDILES LÓPEZ, L, 1995. *Análisis estadístico de las series anuales de máximas lluvias diarias en España*. Ingeniería Civil, CEDEX, nº 95, 1995.

FERRER POLO, F. J. y MATEOS, C., 1999. *Análisis de máximas lluvias diarias. Un nuevo modelo regional de estimación de parámetros de la función de distribución SQRT-ETmáx*. Ingeniería Civil, nº 115, 1999.

FERRER JULIÀ, M., 2003. *Análisis de nuevas fuentes de datos para la estimación del parámetro número de curva: perfiles de suelo y teledetección*. Monografías CEDEX, C48, 2003.

FHWA, 1986. *Bridge Waterways Analysis Model: Research Report*. Report nº FHWA/RD-86/108, Federal Highway Administration, Washington, julio 1986.

GALL, M., BORUFF, B. J. y CUTTER, S. L., 2007. *Assessing flood hazard zones in the absence of digital floodplain maps: a comparison of alternative approaches*. Natural Hazards Review, vol. 8, nº 1: pp. 1-21, 2007.

GARRY, G., BALLAIS, J. L. y MASSON, M., 2002. *La place de l'hydrogéomorphologie dans les études d'inondation en France méditerranéenne*. Géomorphologie: relief, processus, environnement, vol. 8, nº 1: pp. 5-15, 2002.

GOLUBTSOV, V. V., 1969. *Hydraulic resistance and formula for computing the average flow velocity of mountain rivers*. Sov. Hydrol., nº 5: pp. 500-511, 1969.

GONZÁLEZ DEL TÁNAGO, M. y GARCÍA DE JALÓN, D., 2007. *Guía metodológica para la elaboración de proyectos de restauración de ríos*. Ministerio de Medio Ambiente.

GREEN, W.H. y AMPT, G. A., 1911. *Studies of Soil Physics. Part I: The Flow of Air and Water Through Soils*. Journal of Agricultural Science, vol. 4: pp. 1-24, 1911.

GREENWOOD J. A. ET AL., 1979. *Probability weighted moments: Definitions and relation to parameters of several distributions expressible in inverse form*. Water Resources Res., vol. 15 nº 5: pp. 1049-1054, 1979.

GUTIÉRREZ, F., GUTIÉRREZ, M. y SANCHO, C., 1998. *Geomorphological and sedimentological analysis of a catastrophic flash flood in the Arás drainage basin (Central Pyrenees, Spain)*. Geomorphology, vol. 22, nº 3-4: pp. 265-283, 1998.

HEY, R. D., 1979. *Flow resistance in gravel-bed rivers*. Proc. ASCE, J. of Hydraulics Division, vol. 105, nº HY4: pp. 365-379, 1979.

HOLTAN, H. N. y LÓPEZ N. C., 1971. *USDAHL-70 Model of Watershed Hydrology*. USDA Agriculture Research Service, Technical Bulletin, nº 1435, 1971.

HORRIT, M. S., 2006. *A methodology for the validation of uncertain flood inundation models*. Journal of Hydrology, vol- 326, issues 1-4: pp 153-165, 2006.

HORTON, R. E., 1940. *An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity*. Soil Science Society of America Proceedings, vol. 5: pp. 399-417, 1940.

HUNGR, O., MORGAN, G. C. y KELLERHALS, R., 1984. *Quantitative analysis of debris torrent hazards for the design of remedial measures*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 21: pp. 663-677, 1984.

IGME, 1971-2004 *Mapa Geológico de España*. SERIE MAGNA. Instituto Geológico y Minero de España.

IGME, 1991. En desarrollo. *Mapa Geomorfológico de España*. Instituto Geológico y Minero de España.

IGME, 2004. *Mapa Geomorfológico de España a escala 1:50.000. Guía para su elaboración*. Instituto Geológico y Minero de España, 128 pp.

IGME, 2008. *Mapas de peligrosidad por avenidas e inundaciones. Guía metodológica para su elaboración*. Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España, Serie: Riesgos Geológicos/ Geotecnia, nº 1. Ministerio de Ciencia e Innovación.

IGME-NATRISK, 2009. *Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables: Estudio piloto del río Carrión (tramo de Villoldo).* Dirección General del Agua, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Informe inédito, 123 pp.

INDUROT, 2004. *Creación de un sistema de información de las zonas inundables y de avenida torrencial del Principado de Asturias.* Consejería de Justicia, Seguridad Pública y Relaciones Exteriores (112 Asturias), Principado de Asturias.

INDUROT, 2007. *Creación de un sistema de información de las zonas inundables en la cuenca del río Pas (Cantabria).* Confederación Hidrográfica del Norte.

INDUROT, 2008. *Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables. Análisis geomorfológico-histórico. Estudio piloto 1: Bajo Nalón (Asturias).* Dirección General del Agua, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.

INDUROT, 2009a. *Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables. Análisis geomorfológico-histórico. Estudio piloto 2: Río Palancia (Valencia).* Dirección General del Agua, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.

INDUROT, 2009b. *Asesoramiento Geomorfológico-Histórico en la delimitación del Dominio Público Hidráulico en varios tramos del río Guadarrama y otros afluentes (Madrid).* IDOM para la Confederación Hidrográfica del Tajo.

INDUROT, 2011. *Análisis geomorfológico-histórico según el Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables de Cantabria.* INOCSA para la Confederación Hidrográfica del Cantábrico.

INM, 2003. *Estructura temporal de la precipitación: Curvas intensidad-duración-frecuencia.* Instituto Nacional de Meteorología.

JACKSON, L. E., 1987. *Debris flow hazard in the Canadian Rocky Mountains.* Geological Survey of Canada, paper 86-11, 20 pp., 1987.

JACKSON, L. E.; KOSTASCHUK, R. A. y MACDONALD, G. M., 1987: *Identification of debris flow hazard on alluvial fans in the Canadian Rocky Mountains.* Costa, J. E. y Wieczorek, G. F. (Eds.): Debris flows/Avalanches: Process, Recognition, and Mitigation, Reviews in Engineering Geology. Colorado. Geological Society of America, vol. 7: pp. 115-124, 1987.

JAKOB, M. y JORDAN, P., 2001. *Design flood estimates in mountain streams – the need for a geomorphic approach.* Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 28: pp. 425-439, 2001.

JARRETT R. D., 1984. *Hydraulic of high gradient streams.* J. Hydraul. Eng., vol. 110, nº 11: pp. 1519-1539, 1984.

JIMÉNEZ, A. y MEDIERO, L., 2009. *Caracterización del comportamiento estadístico de los caudales máximos anuales y estacionales de los ríos de la España peninsular. Análisis y propuesta de procedimientos para su determinación.* Jornadas de Ingeniería del Agua 2009. Madrid, 27 y 28 de octubre de 2009.

JONES, A. F., BREWER, P. A., JOHNSTONE, E. y MACKLIN, M. G., 2007. *High-resolution interpretative geomorphological mapping of river valley environments using airbone LiDAR data.* Earth Surface Processes and Landforms, vol. 32, issue 10: pp. 1574-1592, 2007.

KELMAN, I. y SPENCE, R., 2004. *An overview of flood actions on buildings.* Engineering Geology, vol. 73, issues 3-4: pp. 297-309, 2004.

KELSCH, M., CAPORALI, E. y LANZA, L. G., 2001. *Hydrometeorology of flash-floods.* Gruntfest, E. y Handmer, J. (Eds.): Coping with Flash Floods. NATO Science Partnership Sub-series: 2, vol. 77: pp. 19-35, 2001.

KEULEGAN, G. H. 1938. *Laws of turbulent flow in open channels.* J. Nat. Bur. Stand. Research Paper, 1151, vol. 21 nº 6: pp. 707-741, Washington D.C., 1938.

LASTRA, J., FERNÁNDEZ, E., DÍEZ-HERRERO, A. y MARQUÍNEZ, J., 2008. *Flood hazard delineation combining geomorphological and hydrological methods: an example in the Northern Iberian Peninsula.* Natural Hazards, vol. 45, nº 2: pp. 277-293, 2008.

LEOPOLD L. B. y MADDOCK, T., 1953. *The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications.* US Geological Survey, Reston Va., USGS Prof. Pap, nº 252, 1953.

LIMERINOS, J. T., 1970. *Determination of the Manning coefficient from measured bed roughness in natural channels.* Water Supply Paper 1898-B, US Geological Survey, Washington, 1970.

LÖHNER, R. 2001. *Applied computational fluid dynamics techniques: an introduction based on finite element methods.* John Wiley and Sons (Eds.). Chinchester, UK, 366 pp.

LÓPEZ, R. y BARRAGÁN, J., 2003. *Expresiones para la determinación del factor de fricción en ríos de fuerte pendiente*. Ingeniería Civil, CEDEX, nº 130, 2003.

LÓPEZ, R., BARRAGÁN, J. y COLOMER, M. A., 2007. *Flow resistance equations without explicit estimation of the resistance coefficient for coarse-grained rivers*. J. of Hydrology, vol. 338, issue 1-2: pp. 113-121, 2007.

MAGILLIGAN, F. J., PHILLIPS, J. D., JAMES, L. A. y GÓMEZ, B., 1998. *Geomorphic and Sedimentological Controls on the Effectiveness of an Extreme Flood*. The Journal of Geology, vol. 106: pp. 87-96, 1998.

MARCHI, L. y BROCHOT, S., 2000. *Les cônes de déjection torrentiels dans les Alpes françaises. Morphométrie et processus de transport solide torrentiel*. Revue de Géographie Alpine, vol. 88, nº 3: pp. 23-38, 2000.

MARCHI, L., PASUTO, A. y TECCA, P.R., 1993. *Flow processes on alluvial fans in the Eastern Italian Alps*. Zeitschrift für Geomorphologie, vol. 37, nº 4: pp. 447-458, 1993.

MARCHI, L. y TECCA, P. R., 1995. *Alluvial fans of the Eastern Italian Alps: Morphometry and depositional processes*. Geodinamica Acta (Paris), vol. 8, issue 1: pp. 20-27, 1995.

MARM, 2010. *Anuario de aforos 2007-2008*. Confederaciones Hidrográficas. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.

MEUNIER, M., 1989. *Essai de synthèse des connaissances en érosion et hydraulique torrentielle*. La Houille Blanche, nº 5: pp. 361-375, 1989.

MIN, S-K., ZHANG, X., ZWIERS, F. W., y HEGERL, G. C., 2011. *Human contribution to more-intense precipitation extremes*. Nature, vol. 470: pp. 378-381, 2011.

MOPU, 1990. *Instrucción 5.2-I.C. Drenaje superficial*. Dirección General de Carreteras, MOPU.

MOUSSA, R. y BOCQUILLON, C. 2000. *Approximation zones of the Saint-Venant equations for flood routing with overbank flow*. Hydrology and Earth System Sciences, vol. 4, issue 2: pp. 251-261, 2000.

NERC, 1975. *Flood Studies Report*. National Environment Research Council, London, vol. 1-5, 1100 pp.

NRC-CHC, 2009. *Blue Kenue Reference Manual*. National Research Council - Canadian Hydraulics Centre (http://www.nrc-cnrc.gc.ca/obj/chc/doc/kenue/BlueKenue.pdf).

NWS, 1961. *Rainfall Frequency Atlas of the United States, 30-Minute to 24-Hour Durations, 1 – to 100 – Year Return Periods*. National Weather Service, US Department of Commerce. Technical Paper, nº 40, 1961.

ORTEGA, J. A., 2007. *Paleocrecidas, avenidas recientes e hidroclimatología en la cuenca media y baja del río Guadiana*. Tesis Doctoral. Univ. Complutense Madrid, 535 pp.

ORTEGA, J. A. y GARZÓN, G., 2006. *Interpretación de los depósitos de avenida como clave para establecer la dinámica de la llanura de inundación*. Pérez Alberti, A. y López Bedoya, J. (Eds.): Geomorfología y territorio. Cursos e Congresos da Universidade de Santiago de Compostela: pp. 629-644, 2006.

ORTEGA, J. A. y GARZÓN, G., 2009. *Geomorphological and sedimentological analysis of flash-flood deposits. The case of the 1997 Rivillas flood (Spain)*. Geomorphology, vol. 112, issues 1-2: pp. 1-14, 2009.

PALL, P., AINA, T., STONE, A. A., STOTT, P. A., NOZAWA, T., HILBERTS, A. G. J., LOHMAN, D. y ALLEN, M. R., 2011. *Anthropogenic greenhouse gas contribution to flood risk in England and Wales in autumn 2000*. Nature, vol. 470: pp. 382-386, 2000.

PARISE, M. y CALCATERRA, D., 2000. *Debris-flow-related fans in weathered crystalline rocks, and the potencial hazard in Calabria, Italy*. Wieczorek, G.F. y Naeser, N.D. (Eds.): Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment. Balkema, Rotterdam: pp. 203-211, 2000.

PHILIP, J. R., 1957. *The theory of infiltration: Sorptivity and algebraic infiltration equations*. Soil Sci., vol. 84: pp. 257-264, 1957.

PONCE, V. M. y YEVJEVICH, V., 1978. *Muskingum-Cunge method with variable parameters*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 104, nº HY 12: pp. 1663-1667, 1978.

QUINTAS, L., 1996. *La base de datos hidrológicos HIDRO del CEDEX*. Ingeniería Civil, nº 104: pp. 117-126, Madrid, 1996.

RABER, G. T., JENSEN, J. R., HODGSON, M. E., TULLIS, J. A., DAVIS, B. y BERGLUND, J., 2007. *Impact of Lidar Nominal Post-spacing on DEM. Accuracy and Flood Zone Delineation*. Photogrammetric Engineering & Remote Sensing, vol. 73, nº 7: pp. 793-804, 2007.

RIBÓ, R., 2000. *Desarrollo de un sistema integrado para tratamiento de geometría, generación de malla y datos para el análisis por el método de los elementos finitos.* Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.

ROSENFELD, J. S., POST, J., ROBINS, G. y HATTFIELD, T., 2007. *Hydraulic geometry as a physical template for the River Continuum: application to optimal flows and longitudinal trends in salmonid habitat*. Can. J. Fish. Aquat. Sci., vol. 64, nº 5: pp. 755-767, NRC Canada, 2007.

ROSSI ET AL., 1984. *Two-component extreme value distribution for flood frequency analysis.* Water Resources Res., vol. 20, nº 7: pp. 847-856, 1984.

ROWBOTHAM, D., DE SCALLY, F. y LOUIS, J., 2005. *The identification of debris torrent basins using morphometric measures derived within a GIS.* Geografiska Annaler, vol. 87 A, nº 4: pp. 527-537, 2005.

SALSÓN, S. y GARCÍA-BARTUAL, R., 2003. *A space-time rainfall generator for highly convective Mediterranean rainstorms.* Natural Hazards and Earth System Sciences - European Geosciences Union., vol. 3: pp. 103-114, 2003.

SAMUELS, P. G., 1990. *Cross section location in one-dimensional models.* White, W. R. (Ed.): International Conference on River Flood Hydraulics: pp. 339-350, John Wiley, Chichester, 1990.

SCHIERMEIER, Q., 2011. *Increased flood risk linked to global warning.* Nature, vol. 470: p. 316, 2011.

SCS, 1963. *Guide for selecting roughness coefficient n values for channels.* Soil Conservation Service (SCS), Lincoln, Nebraska, 68508.

SCS, 1972. *National Engineering Handbook. Section 4: Hydrology.* Soil Conservation Service (SCS), US Department of Agriculture, Washington, D.C.

SHERMAN, L. K., 1932. *Stream flow from rainfall by the unit-graph method.* Eng. News-Rec., vol. 108: pp. 501-505, 1932.

SIDLE, R. C. y ONDA, Y., 2004. *Hydrogeomorphology: overview of an emerging science.* Hydrological Processes, vol. 18, issue 4: pp. 597-602, 2004.

TAYLOR, G. H., DALY, C. y GIBSON, W. P., 1993. *Development of an Isohyetal Analysis for Oregon Using the PRISM Model.* 8th Conf. on Applied Climatology. Anaheim, CA, Amer. Meteor. Soc.: pp. 126-127, 1993.

TÉMEZ, J. R., 1987. *Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales.* Dirección General de Carreteras, MOPU.

TÉMEZ, J. R., 1991. *Extended and improved rational method. Version of the highways administration of Spain.* XXIV Congreso Internacional de la IAHR, vol. A: pp. 33-40, Madrid, 1991.

THORNDYCRAFT, V. R., BENITO, G., BARRIENDOS, M. y LLASAT, M. C., 2002. *Paleofloods, Historical Data and Climatic Variability. Applications in Flood Risk Assessment*. Thorndycraft, V. R., Benito, G., Barriendos, M. y Llasat, M. C. (Eds.): PHEFRA International Workshop, Barcelona, 2002.

ULE, 2009. *Obtención del parámetro del umbral de escorrentía para la España peninsular a partir de nuevas fuentes de datos.* Informe Técnico para el Centro de Estudios Hidrográficos, Universidad de León.

UNICAN, 1998. *Atlas de inundación del litoral peninsular español.* Documento temático del Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas (GIOC) de la Universidad de Cantabria para la Dirección General de Costas del Ministerio de Medio Ambiente.

USACE, 2000. *Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Technical Reference Manual.* Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, USACE. http://www.hec.usace.army.mil.

USACE, 2005. *HEC-GeoRAS GIS Tools for support of HEC-RAS using ArcGIS User's Manual.* Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, USACE. http://www.hec.usace.army.mil.

USACE, 2007. *HEC-ResSim Reservoir System Simulation User's Manual.* Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, USACE. http://www.hec.usace.army.mil.

USACE, 2008. *HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual.* Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, USACE. http://www.hec.usace.army.mil.

USGS, 1967. Roughness characteristics of natural channels. Water Supply Paper 1849. U.S. Geological Survey. 1967.

VAN HENK, S., 1996. *Debris-flow magnitude-frequency relationships for mountainous regions of Central and Northwest Europe.* Geomorphology, vol. 15, nº 3-4: pp. 259-273, 1996.

VÉLEZ, J. I., 2001. *Desarrollo de un modelo hidrológico conceptual y distribuido orientado a la simulación de crecidas.* Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia.

WILFORD, D. J., SAKALS, M. E., SIDLE, R. C. y BERGERUD, W. A., 2004. *Recognition of debris flows, debris flood and flood hazard through watershed morphometrics.* Landslides, vol. 1, nº 1: pp. 61-66, 2004.

WILLIAMS, G. P., 1978. *Bank-full discharge of rivers.* Water Resour. Res., vol. 14, nº 6: pp. 1141-1154, 1978.

WOHL, E., 2000. *Mountain Rivers.* American Geophysical Union Water Resources Monograph, vol. 14, 320 pp. Washington, DC.

WRC, 1981. *Guidelines for determining flood flow frequency.* Bulletin 17B of the Hydrology Committee, US Water Research Council (actualmente, Interagency Advisory Committee on Water Data), 1981.

YARNELL, D. L., 1934. *Bridge Piers as Channel Obstructions.* US Department of Agriculture. Technical Bulletin, nº 442, Washington D.C., 1934. ■

SISTEMA NACIONAL DE CARTOGRAFÍA DE ZONAS INUNDABLES

GOBIERNO DE ESPAÑA

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE, Y MEDIO RURAL Y MARINO