

## Tesis Doctoral

Hidrología de crecidas  
en pequeñas y medianas cuencas.  
Aplicación con modelos digitales del terreno

Autor

Jesús Mateo Lázaro

Director/es

José Ángel Sánchez Navarro

Departamento de Ciencias de la Tierra  
2010

Departamento de Ciencias de la Tierra.

Facultad de Ciencias.

Universidad de Zaragoza.

Tesis para la obtención del Título de Doctor en Ciencias Geológicas  
por la Universidad de Zaragoza dentro del programa de doctorado:

2000-1 Geología.

*Hidrología de crecidas  
en pequeñas y medianas cuencas.  
Aplicación con modelos digitales del terreno.*

Autor:

Jesús Mateo Lázaro

Director:

José Ángel Sánchez Navarro  
Universidad de Zaragoza

Zaragoza, septiembre de 2010



D. José Ángel Sánchez Navarro, Profesor Titular del Departamento de Ciencias de la Tierra de la Universidad de Zaragoza,

INFORMA:

Que el trabajo presentado como memoria de Tesis Doctoral titulado “*Hidrología de crecidas en pequeñas y medianas cuencas. Aplicación con modelos digitales del terreno*”, elaborado por D. Jesús Mateo Lázaro, ha sido realizado bajo su dirección en el Departamento de Ciencias de la Tierra, en la Facultad de Ciencias de la Universidad de Zaragoza, que dicho trabajo corresponde esencialmente con el proyecto de Tesis aprobado en noviembre de 2007, y que da su conformidad para que se tenga por presentado junto con este escrito, se sirva admitirlo y en su virtud, y tras los trámites legales oportunos, se acuerde conceder la autorización administrativa para la Lectura y Defensa de la Tesis, con todo lo demás que en Derecho proceda.

En Zaragoza, a 12 de septiembre de 2010.

Fdo.: José Ángel Sánchez Navarro.



*Nunca se alcanza la verdad total,  
ni nunca se está totalmente alejado de ella.*

*Aristóteles (384 AC - 322 AC).*



## Agradecimientos

*Este trabajo ha sido posible gracias a la confianza y al apoyo de mi familia, de mis compañeros y de todos aquellos que siempre me han transmitido ecos de ánimo.*

*Es importante destacar el inmenso interés y el ánimo que en todo momento me ha transmitido José Ángel Sánchez Navarro, director de la Tesis, y sobre todo es de agradecer el haber hecho posible el contraste de opiniones con profesionales del mundo de la investigación científica, en particular con Francisco Lisbona y Francisco Gaspar del área de Matemática Aplicada con quienes he disfrutado de apasionantes tardes impregnadas con un altísimo grado de emoción científica.*

*Por último, expreso mi gratitud a todos aquellos que nunca han dudado en aportar información o conocimiento, en concreto a Montserrat Ferrer del CEDEX por su cobertura del número de curva cuando todavía no se había publicado en el Ministerio de Medio Ambiente, a José Adolfo Álvarez por haber aportado y ordenado los datos del SAHI, a José Ángel Losada de Confederación Hidrográfica del Ebro y a Rafael Clavería<sup>†</sup> de la Diputación General de Aragón por haber facilitado las coberturas de modelos digitales del terreno cuando todavía eran de difícil acceso, a Miguel Ángel García Vera por los datos hidrológicos y por su siempre buena disposición, a Blanca y a Merche por su ayuda en aspectos formales y presentación del documento, a Juan Mandado por su orientación en las primeras etapas del tercer ciclo, y a Enrique García Vicente por haberme iniciado en varias materias con explicaciones muy breves pero con un excepcional acierto.*

*Jesús Mateo Lázaro*

*Zaragoza, septiembre de 2010*





## Presentación

En este trabajo se aborda la adaptación de los modelos hidrológicos tradicionales a las nuevas tecnologías y a las fuentes de datos disponibles, para el estudio de la hidrología de crecidas en cuencas medianas y pequeñas.

Resulta de especial utilidad el uso de los modelos digitales del terreno (MDT) porque de ellos se desprenden gran parte de las características de las cuencas que son decisivas en la génesis de las crecidas. Para tal fin se ha puesto en marcha una aplicación informática que, a modo de sistema de información geográfica (SIG), permite el manejo y representación de modelos digitales del terreno, y combina diversas aplicaciones hidrológicas que reproducen episodios tanto reales como sintéticos.

Es de especial relevancia el tratamiento que se realiza con las coberturas existentes de precipitaciones máximas diarias y otras características de las lluvias, tanto desde un punto de vista teórico como práctico, materializado en la aplicación informática que permite la simulación de episodios de tormenta sobre cualquier cuenca, con un amplio rango de variación de sus características, tanto de distribución espacial como de evolución temporal. En el caso de lluvias reales registradas en los pluviómetros de las cuencas, se han desarrollado técnicas para la obtención de coberturas que pretenden reproducir la distribución de la lluvia por toda la cuenca.

Se desarrolla una metodología que resulta idónea en la investigación de episodios reales, consistente en la aplicación de modelos de combinación de depósitos cuyos parámetros son ajustados mediante las curvas de recesión que presentan los hidrogramas reales. El modo de aplicar estos modelos aporta varias ventajas respecto a la forma tradicional: permite elaborar un balance hídrico de los episodios muy preciso; permite calibrar las condiciones de humedad de las cuencas partiendo de la cobertura existente de número de curva, característica decisiva en el fenómeno de las crecidas; permite observar, cuantificar y comparar la respuesta que dan los distintos reservorios de la cuenca a una determinada secuencia de precipitación. Estas características hacen de estos modelos que sean muy interesantes para el estudio tanto de las crecidas como de otras temáticas hidrológicas.

Mediante simulaciones de episodios sintéticos se realiza un estudio de variabilidad del fenómeno de crecidas que cuantifica y compara el comportamiento de las cuencas frente a cambios, tanto en el modo de producirse la precipitación como en las condiciones hidrológicas que pueden presentar las cuencas en distintas épocas. También mediante simulaciones, se realiza un seguimiento de la evolución de las crecidas en distintos puntos de la cuenca, aportando relevante información en la investigación de la aparición del fenómeno en las cuencas consideradas.



## ÍNDICE

|   |           |
|---|-----------|
| <b>PARTE 1. INTRODUCTORIA.</b>                          | <b>17</b> |
| <b>1 INTRODUCCIÓN.</b>                                  | <b>19</b> |
| 1.1 ENCUADRE DEL ESTUDIO.                               | 19        |
| 1.2 JUSTIFICACIÓN.                                      | 21        |
| 1.3 OBJETIVOS.  | 22        |
| 1.4 ÁMBITO REGIONAL.                                    | 23        |
| 1.5 CLASIFICACIÓN DE CUENCAS POR ESCALA.                | 25        |
| 1.6 METODOLOGÍA.  | 27        |
| 1.7 ESTRUCTURA DE LA TESIS.                             | 32        |
| <b>2 MODELOS HIDROLÓGICOS TRADICIONALES.</b>            | <b>35</b> |
| 2.1 MECÁNICA DE LOS MODELOS HIDROMETEOROLÓGICOS.        | 35        |
| 2.2 MODELIZACIÓN DE LLUVIAS.                            | 37        |
| 2.2.1 PROBABILIDAD, PERIODO DE RETORNO Y RIESGO.        | 38        |
| 2.2.2 ESTADÍSTICA HIDROLÓGICA DE VALORES EXTREMOS.      | 39        |
| 2.2.3 MODELIZACIÓN DE PRECIPITACIONES REALES.           | 40        |
| 2.2.3.1 MÉTODO DE POLÍGONOS DE THIESSEN.                | 41        |
| 2.2.3.2 INTERPOLACIÓN POR MEDIAS MÓVILES.               | 42        |
| 2.2.3.3 MÉTODO DE LAS ISOYETAS.                         | 42        |
| 2.3 TRANSFORMACIÓN LLUVIA-ESCORRENTÍA.                  | 43        |
| 2.3.1 MODELO DE GREEN Y AMPT.                           | 46        |
| 2.3.2 MODELO DE HORTON.                                 | 48        |
| 2.3.3 MODELO DE PHILIP.                                 | 48        |
| 2.3.4 MODELO DE HOLTAN.                                 | 49        |
| 2.3.5 MODELO DEL UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. | 49        |
| 2.3.6 LEY DE DARCY-BUCKINGHAM.                          | 50        |
| 2.3.7 MÉTODO DEL NÚMERO DE CURVA DEL USDA SCS.          | 50        |
| 2.4 MODELOS DE GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS.               | 51        |
| 2.4.1 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO.                   | 52        |
| 2.4.2 HIDROGRAMA DE SNYDER.                             | 54        |
| 2.4.3 HIDROGRAMA ADIMENSIONAL DEL SCS.                  | 56        |

|  |   |           |
|--|---|-----------|
| 2.4.4  | HIDROGRAMA SINTÉTICO TRIANGULAR DEL SCS. ....             | 56        |
| 2.4.5  | HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR DEL MOPU.....              | 58        |
| 2.4.6  | HIDROGRAMA UNITARIO GEOMORFOLÓGICO DE DEPÓSITOS. ....     | 59        |
| 2.4.7  | MÉTODO DE LAS ISOCRONAS. ....                             | 59        |
| 2.5  | MODELOS DE CIRCULACIÓN DE FLUJOS.....                     | 62        |
| 2.5.1  | MODELOS DE TRÁNSITO EN EMBALSES.....                      | 66        |
| 2.5.2  | MODELOS DE CIRCULACIÓN POR CAUCES.....                    | 67        |
| 2.5.2.1  | MÉTODO MUSKINGUM. ....                                    | 67        |
| 2.5.2.2  | MÉTODO MUSKINGUM-CUNGE.....                               | 69        |
| 2.6  | MÉTODOS SIMPLIFICADOS.....                                | 70        |
| 2.6.1  | PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA.....                          | 71        |
| 2.6.2  | TIEMPO DE CONCENTRACIÓN. ....                             | 71        |
| 2.6.3  | LEY INTENSIDAD - DURACIÓN.....                            | 71        |
| 2.6.4  | DETERMINACIÓN DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA.....              | 72        |
| 2.6.5  | COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.....                           | 74        |
| 2.6.6  | MÉTODO RACIONAL MODIFICADO.....                           | 74        |
| 2.6.6.1  | COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD.....                           | 75        |
| 2.6.6.2  | COEFICIENTE AREAL.....                                    | 75        |
| 2.7  | TIEMPO DE CONCENTRACIÓN Y TIEMPO DE VIAJE.....            | 76        |
| <br><b>PARTE 2. ADAPTACIONES METODOLÓGICAS.....</b>                  |   | <b>79</b> |
| <br><b>3 ADAPTACIÓN A NUEVAS TECNOLOGÍAS Y FUENTES DE DATOS.....</b> |   | <b>81</b> |
| 3.1  | FUENTES DE DATOS.....                                     | 82        |
| 3.1.1  | MODELO DIGITAL DEL TERRENO.....                           | 82        |
| 3.1.2  | COBERTURA DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA.....                  | 83        |
| 3.1.3  | PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS EN ESPAÑA.....            | 83        |
| 3.1.4  | SISTEMA AUTOMÁTICO DE INFORMACIÓN HIDROLÓGICA (SAIH)..... | 86        |
| 3.1.5  | ANUARIO DE AFOROS DE 2005-2006.....                       | 86        |
| 3.1.6  | OTROS DATOS.....  | 87        |
| 3.2  | CÓMO PROGRAMAR UNA APLICACIÓN CON TÉCNICAS ACTUALES.....  | 87        |
| 3.2.1  | MANIPULACIÓN DE <i>RASTER</i> .....                       | 89        |
| 3.2.2  | MANIPULACIÓN DE VECTORIALES.....                          | 93        |
| 3.2.3  | MANIPULACIÓN DE ARCHIVOS COMPATIBLES.....                 | 93        |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 3.3      | APLICACIÓN HIDROLÓGICA.....                                   | 94         |
| 3.3.1    | CREACIÓN DE ARCHIVOS INTERMEDIOS.....                         | 94         |
| 3.3.2    | ALGORITMO DE DELIMITACIÓN DE CUENCAS.....                     | 96         |
| 3.3.3    | GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS.....                                | 97         |
| 3.3.4    | OTRAS APLICACIONES HIDROLÓGICAS.....                          | 98         |
| 3.4      | CREACIÓN DE COBERTURAS.....                                   | 98         |
| 3.5      | SISTEMAS DE REFERENCIA GEODÉSICOS.....                        | 99         |
| <b>4</b> | <b>MODELIZACIÓN DE LLUVIAS.....</b>                           | <b>101</b> |
| 4.1      | DETERMINACIÓN DE LLUVIAS CON LA FUNCIÓN $SQRT-ET_{MAX}$ ..... | 101        |
| 4.1.1    | INTRODUCCIÓN.....   | 101        |
| 4.1.2    | UTILIZACIÓN DE LOS DATOS DE MÁXIMAS LLUVIAS.....              | 102        |
| 4.1.3    | METODOLOGÍA PROPUESTA.....                                    | 103        |
| 4.1.4    | MÉTODO DIRECTO.....   | 104        |
| 4.1.4.1  | TESTIFICACIÓN.....  | 106        |
| 4.1.4.2  | RANGO DE APLICACIÓN.....                                      | 106        |
| 4.1.4.3  | EJEMPLO DE APLICACIÓN.....                                    | 107        |
| 4.1.5    | APLICACIÓN CON LA DISTRIBUCIÓN $SQRT-ET_{MAX}$ .....          | 108        |
| 4.1.5.1  | RANGO DE APLICACIÓN.....                                      | 111        |
| 4.1.5.2  | EJEMPLO DE APLICACIÓN.....                                    | 111        |
| 4.2      | DISTRIBUCIÓN AREAL DE TORMENTAS.....                          | 112        |
| 4.2.1    | ANTECEDENTES.....   | 112        |
| 4.2.2    | MODELO DISTRIBUIDO.....                                       | 112        |
| 4.2.3    | PATRÓN DE TORMENTAS.....                                      | 113        |
| 4.3      | HIETOGRAMAS SINTÉTICOS.....                                   | 115        |
| 4.3.1    | CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA.....                    | 115        |
| 4.3.2    | MÁXIMA DURACIÓN.....  | 116        |
| 4.3.3    | TRANSFORMACIÓN LLUVIA DIARIA - LLUVIA EN 24 HORAS.....        | 117        |
| 4.3.4    | MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO.....                                | 117        |
| 4.3.5    | MODELO DISTRIBUIDO DEL COEFICIENTE DE TORMENTA.....           | 118        |
| 4.4      | INTERPOLACIÓN DE LLUVIAS REALES.....                          | 119        |
| <b>5</b> | <b>TRANSFORMACIÓN LLUVIA-ESCORRENTÍA.....</b>                 | <b>121</b> |
| 5.1      | FORMULACIÓN DEL MÉTODO DE NÚMERO DE CURVA.....                | 122        |
| 5.2      | DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LAS PÉRDIDAS DEL SCS.....            | 129        |
| 5.3      | CONTINUIDAD DE CONDICIONES DE HUMEDAD ANTECEDENTE.....        | 130        |
| 5.4      | FORMULACIONES DE LA ECUACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA.....         | 130        |

|  |   |            |
|--|---|------------|
| <b>6</b>   | <b>MODELOS DE EMBALSES O DEPÓSITOS.....</b>       | <b>133</b> |
| 6.1  | INTRODUCCIÓN.....                                 | 133        |
| 6.2  | ANTECEDENTES DE MODELOS DE EMBALSES.....          | 134        |
| 6.3  | EMBALSE LINEAL.....                               | 135        |
| 6.4  | EMBALSE NO LINEAL.....                            | 137        |
| 6.5  | COMBINACIÓN DE EMBALSES.....                      | 137        |
| 6.5.1  | COMBINACIÓN DE EMBALSES LINEALES EN PARALELO..... | 138        |
| 6.5.2  | RESOLUCIÓN DEL MODELO DE EMBALSE NO LINEAL.....   | 140        |
| 6.6  | CONDICIÓN DE CONTORNO INICIAL.....                | 141        |
| 6.7  | RELACIONES DINÁMICAS.....                         | 141        |
| 6.8  | MÉTODO DE RESOLUCIÓN ALTERNATIVO.....             | 144        |
| 6.9  | PROCEDIMIENTO DE CALIBRACIÓN.....                 | 144        |
| 6.9.1  | CALIBRACIÓN PARA DEPÓSITOS LINEALES.....          | 145        |
| 6.9.2  | CALIBRACIÓN PARA DEPÓSITOS NO LINEALES.....       | 146        |
| <br><b>PARTE 3. APLICACIÓN CON CASOS REALES.....</b> |   | <b>147</b> |
| <b>7</b>   | <b>ESQUEMA METODOLÓGICO.....</b>                  | <b>149</b> |
| 7.1  | PROCEDIMIENTO DE CALIBRACIÓN.....                 | 149        |
| 7.2  | CRITERIOS DE EFICIENCIA.....                      | 151        |
| 7.3  | ISOCRONAS Y TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN.....         | 152        |
| 7.4  | EPISODIOS SIMULADOS.....                          | 153        |
| <b>8</b>   | <b>DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS.....</b>            | <b>155</b> |
| 8.1  | RÍO BERGANTES.....                                | 155        |
| 8.1.1  | LOCALIZACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.....  | 155        |
| 8.1.2  | DISTRIBUCIÓN ALTIMÉTRICA.....                     | 157        |
| 8.1.3  | PENDIENTES.....                                   | 157        |
| 8.2  | RÍO ESCA.....                                     | 161        |
| 8.2.1  | LOCALIZACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.....  | 161        |
| 8.2.2  | DISTRIBUCIÓN ALTIMÉTRICA.....                     | 163        |
| 8.2.3  | PENDIENTES.....                                   | 163        |
| 8.3  | RÍO SOTÓN.....                                    | 167        |
| 8.3.1  | LOCALIZACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.....  | 167        |
| 8.3.2  | DISTRIBUCIÓN ALTIMÉTRICA.....                     | 169        |
| 8.3.3  | PENDIENTES.....                                   | 169        |

---

|           |  |            |
|-----------|--|------------|
| 8.4       | ANÁLISIS HIPSOMÉTRICO.....                         | 173        |
| 8.5       | ISOCRONAS Y TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN. ....         | 176        |
| <b>9</b>  | <b>DATOS REGISTRADOS.....</b>                      | <b>181</b> |
| 9.1       | PRECIPITACIÓN BRUTA.....                           | 181        |
| 9.2       | HIDROGRAMAS OBSERVADOS.....                        | 196        |
| <b>10</b> | <b>CALIBRACIÓN.....</b>                            | <b>199</b> |
| 10.1      | DEFINICIÓN DE RESERVORIOS DEL MODELO LINEAL.....   | 202        |
| 10.2      | EVALUACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA.....       | 205        |
| 10.3      | ESTABLECIMIENTO DEL BALANCE HÍDRICO GENERAL.....   | 207        |
| 10.4      | CONDICIONES HIDROLÓGICAS DEL TERRENO.....          | 210        |
| 10.5      | HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN EFECTIVA.....         | 211        |
| <b>11</b> | <b>SIMULACIÓN DE HIDROGRAMAS.....</b>              | <b>215</b> |
| 11.1      | SIMULACIÓN CON DEPÓSITOS LINEALES EN PARALELO..... | 215        |
| 11.2      | SIMULACIÓN CON FUSIÓN DE NIEVE.....                | 221        |
| 11.3      | SIMULACIÓN CON OTROS MODELOS.....                  | 226        |
| 11.4      | ESTABLECIMIENTO DE MODELOS GENÉRICOS.....          | 230        |
| 11.4.1    | MODELOS DE CUENCA.....                             | 231        |
| 11.4.1.1  | CUENCA DEL RÍO BERGANTES.....                      | 231        |
| 11.4.1.2  | CUENCA DEL RÍO SOTÓN.....                          | 233        |
| 11.4.2    | MODELOS GLOBALES.....                              | 235        |
| <b>12</b> | <b>ANÁLISIS DE FRECUENCIA.....</b>                 | <b>237</b> |
| 12.1      | ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE PRECIPITACIONES.....     | 238        |
| 12.2      | ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE CAUDALES.....            | 238        |
| 12.2.1    | MÉTODO FORONÓMICO.....                             | 238        |
| 12.2.2    | MÉTODO HIDROMETEOROLÓGICO.....                     | 241        |
| 12.2.3    | CONTRASTE DE RESULTADOS.....                       | 244        |
| 12.3      | CLASIFICACIÓN DE LOS EPISODIOS.....                | 244        |
| 12.4      | CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN DE LOS EPISODIOS.....   | 248        |



|   |            |
|---|------------|
| <b>PARTE 4. APLICACIÓN CON CASOS DE DISEÑO.....</b>           | <b>249</b> |
| <b>13 ANÁLISIS DE VARIABILIDAD.....</b>                       | <b>251</b> |
| 13.1 INTRODUCCIÓN.....  | 251        |
| 13.2 DISTRIBUCIÓN ESPACIO-TEMPORAL DE TORMENTAS. ....         | 253        |
| 13.2.1 AVANCE TEMPORAL DE LA TORMENTA. ....                   | 253        |
| 13.2.2 DESPLAZAMIENTO ESPACIAL DEL NÚCLEO DE LA TORMENTA..... | 257        |
| 13.2.3 ORIENTACIÓN DEL PATRÓN ELÍPTICO DE LA TORMENTA.....    | 262        |
| 13.2.4 EFECTO CORTINA. ....                                   | 263        |
| 13.2.5 TORMENTAS INDEFINIDAS. ....                            | 263        |
| 13.3 CONDICIONES HIDROLÓGICAS DEL TERRENO. ....               | 265        |
| 13.4 CONDICIONES HIDRÁULICAS DE CAUCES.....                   | 267        |
| 13.5 COMBINACIÓN DE CONDICIONES. ....                         | 268        |
| 13.6 RESUMEN DEL ESTUDIO DE VARIABILIDAD. ....                | 270        |
| 13.7 MODELIZACIÓN AGREGADA vs DISTRIBUIDA.....                | 270        |
| <b>14 ANÁLISIS DE EVOLUCIÓN DE CRECIDAS.....</b>              | <b>273</b> |
| 14.1 DISTRIBUCIÓN DE LOS HIDROGRAMAS POR LA CUENCA.....       | 273        |
| 14.2 TORMENTAS LOCALIZADAS. ....                              | 275        |
| 14.3 TRASPOSICIÓN DE TORMENTAS. ....                          | 277        |
| <b>PARTE 5. CONSIDERACIONES FINALES.....</b>                  | <b>279</b> |
| <b>15 CONCLUSIONES.....</b>                                   | <b>281</b> |
| 15.1 RESUMEN Y APORTACIONES PRINCIPALES. ....                 | 281        |
| 15.2 CONCLUSIONES.....  | 301        |
| <b>16 BIBLIOGRAFÍA.....</b>                                   | <b>303</b> |
| <b>ANEJO NÚM. 1.- ESTACIONES DE AFORO.....</b>                | <b>311</b> |
| <b>ANEJO NÚM. 2.- FOTOS.....</b>                              | <b>319</b> |
| <b>ANEJO NÚM. 3.- ANÁLISIS DE FRECUENCIA.....</b>             | <b>327</b> |
| <b>ANEJO NÚM. 4.- MANUAL DEL PROGRAMA SHEE.....</b>           | <b>375</b> |

## **PARTE 1. INTRODUCTORIA.**



## 1 INTRODUCCIÓN.

### 1.1 ENCUADRE DEL ESTUDIO.

La **hidrología** trata de la hidrósfera y de los fenómenos hídricos que en ella se producen. Es una **ciencia natural** que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades físicas y químicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos (Chow, 1964). Es una materia muy compleja que se aborda desde varias disciplinas empleando muchos de sus principios y métodos, y es utilizada en múltiples ámbitos técnicos y científicos para el conocimiento, desarrollo, gestión y control de los recursos de agua. El presente trabajo pretende contribuir al conocimiento del funcionamiento de los sistemas hidrológicos en situaciones extremas, y ser de utilidad en la evaluación de riesgos.

Una **crecida** o avenida es la elevación del nivel de un curso de agua significativamente mayor que con el flujo medio de éste. Durante la crecida, el cauce puede resultar insuficiente y, entonces, el agua desborda e invade la planicie de inundación.

El estudio de inundaciones en una región se viene abordando desde dos disciplinas, la **hidrología** y la **hidráulica**. La primera disciplina trata de determinar el volumen y la intensidad del caudal que puede discurrir por un punto o zona, el tiempo que dura el fenómeno, su tiempo de respuesta, las diferencias que se producen con determinados estados o condiciones de contorno previas (e.g. humedad del terreno, estado de los cauces), los diferentes desarrollos en la forma y distribución de la precipitación, y la probabilidad o la frecuencia de que ocurra un determinado suceso. La segunda disciplina trata de determinar con precisión, las características de la corriente, velocidad, profundidad, zonas inundadas, etc.

El presente trabajo se engloba dentro de la primera disciplina, la hidrología, y constituye un paso previo para futuras aplicaciones en el ámbito de la segunda disciplina como es la hidráulica de avenidas.

Los métodos hidrológicos que tienen como objetivo final la determinación de caudales de avenida en las corrientes se clasifican en dos grupos básicos: **foronómicos** e **hidrometeorológicos**. En este trabajo son los métodos hidrometeorológicos de los que se hace un uso más amplio y son los que, al considerar una mayor amplitud de características de las cuencas, han aportado mayor información tanto de las cuencas como de los eventos, por lo que este estudio puede incluirse dentro de ese grupo. Complementariamente, el método foronómico es utilizado al menos en el contraste de resultados.

Dado un punto específico en un cauce, su **cuenca hidrológica** es la zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella circulan por el sistema de corrientes hacia dicho punto. Desde otro punto

de vista más amplio, una cuenca es un pequeño tramo de un laberinto de caminos que constituyen el ciclo hidrológico.

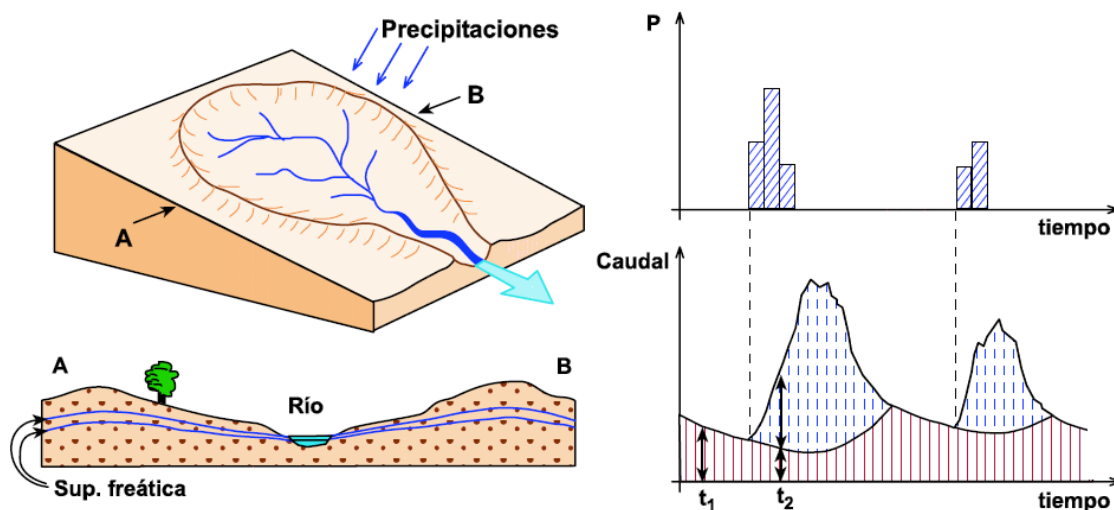
Asociada a la **cuenca superficial** existe también una **cuenca subterránea**, cuyos límites no siempre coinciden. El agua que se infiltra alimenta la cuenca subterránea, y una parte de ella retorna a la cuenca superficial en otros puntos.

Dentro de este trabajo, los problemas más comunes y representativos que se plantean consisten en identificar cuencas, conocer la lluvia que precipita en ellas, establecer balances entre el agua que entra como precipitación y el agua que sale, tanto por el punto de desagüe como por otros mecanismos como la infiltración o la evapotranspiración, y finalmente, observar la cantidad e intensidad con que sale el agua superficial en ese punto de desagüe.

En la [figura 1.1](#) se esquematiza una cuenca junto con los gráficos más habituales que se utilizan:

- Hietograma: Gráfico donde se representa la cantidad de lluvia que ocurre en cada intervalo de tiempo.
- Hidrograma: Gráfico donde se representa el caudal que pasa por un punto en cada instante.

*Figura 1.1.- Cuenca hidrológica y gráficos con que se representa el agua que circula por ella.*



Es de señalar que en esta tesis **se parte de recientes trabajos** de investigación encuadrados en campos concretos de la hidrología, como son los estudios de precipitaciones máximas en España y los que elaboran coberturas de número de curva y umbral de escorrentía, destinadas éstas a diferenciar el agua que circula por la superficie de la cuenca de la que no lo hace.

## 1.2 JUSTIFICACIÓN.

Los riesgos geológicos e hidrometeorológicos en España dan lugar a importantes pérdidas económicas y daños sociales. Dentro de estos riesgos, las inundaciones producen las mayores pérdidas, alcanzando en las últimas décadas un valor medio anual en torno al 0,1% del producto interior bruto.

Los efectos directos de las inundaciones, y de los riesgos geológicos en general, sobre poblaciones e infraestructuras, llevan asociados elevados costes de reconstrucción y reparación de los bienes afectados. La ocupación de zonas de riesgo, la falta de medidas y sistemas de prevención y de estrategias de mitigación, de legislación, etc., implica unos costes en muchos casos evitables.

La necesidad de contar con estudios actualizados para su aplicación a la ordenación territorial, infraestructuras y obras públicas, compañías de seguros, protección civil, etc., es cada vez más acuciante, dado el nivel de seguridad que exige el desarrollo de una sociedad moderna. La prevención y mitigación de los daños por riesgos naturales debe incorporarse a las actividades constructivas, de planificación urbana y ordenación del territorio y al diseño de obras e infraestructuras seguras en zonas de riesgo, con la finalidad de evitar víctimas y costes sociales y económicos.

En el [estudio del Consorcio de Compensación de Seguros y del Instituto Geológico y Minero de España](#) sobre pérdidas por terremotos e inundaciones en España durante el periodo 1987-2001 y su estimación para los próximos 30 años (2004-2033) se calcula una pérdida de 12.000 millones de euros por inundaciones (frente a 200 millones por terremotos), lo que equivale a una pérdida específica de 745 millones de euros por año. Dado el crecimiento exponencial de la especie humana, y de sus bienes y actividades, se prevé que las pérdidas por inundaciones se eleven a cerca de 26.000 millones de euros para el siguiente periodo hasta 2033 con una tasa de 860 millones de euros por año.

En Aragón, las pérdidas por inundaciones se situaron en 237 millones de euros, ocupando el undécimo lugar en el ranking por comunidades autónomas en España. La proyección para el año 2033 sitúa las pérdidas en 1.400 millones de euros, ascendiendo al quinto lugar en el ranking por comunidades.

Por otra parte, el 25 de abril de 2007, el pleno de la Eurocámara dio su aprobación final a la nueva [norma de evaluación y gestión de inundaciones](#), que tiene como principal objetivo reducir el riesgo de estos fenómenos naturales tanto en las cuencas de los ríos como en las zonas costeras. La directiva obligará a los Estados miembros a realizar una evaluación de riesgos en 2011, a preparar mapas con las zonas geográficas con mayor peligro de inundarse en 2013, y a diseñar planes de gestión de crisis en 2015.

Es dentro de estos escenarios donde el trabajo que se presenta puede constituir una herramienta útil en la comprensión, y evaluación del fenómeno natural de inundaciones.

### **1.3 OBJETIVOS.**

El propósito general de la tesis es el de ser una contribución metodológica en la determinación de caudales en una cuenca, y su distribución espacio-temporal, ocasionados por episodios de lluvias intensas. Para ello se plantean, paso por paso, los siguientes objetivos:

1. Describir la situación actual de los modelos hidrológicos tradicionales en relación con el estudio de inundaciones para poder adaptarlos a las nuevas tecnologías y fuentes de datos.
2. Puesta en marcha de una aplicación (programa informático) que desarrolle un método hidrometeorológico completo, que sea fácil de aplicar, y que disponga de los elementos necesarios para un manejo eficiente de la información actualmente disponible, como son los modelos digitales del terreno, la información sobre lluvias, la cobertura de número de curva, etc.
3. Elaborar un método que permita reproducir con precisión eventos hidrológicos reales, así como investigar las características hidrológicas de las cuencas y sus componentes. En recientes trabajos se vienen utilizando modelos de depósitos o reservorios que muestran alentadoras expectativas. Es por ello que en esta tesis se plantea como objetivo la realización de nuevas adaptaciones de estos modelos para ser aplicados en la investigación de eventos reales.
4. Se pretende seleccionar los modelos más adecuados (de lluvia, de transformación lluvia-escorrentía, de generación de hidrogramas y de circulación de los mismos por la red de drenaje) para elaborar episodios teóricos, que permitan deducir propiedades hidrológicas de las cuencas, características de los eventos, y servir para el estudio de variabilidad del fenómeno de crecidas. También se pretende realizar una comparativa de modelos, en especial los relacionados con la generación de hidrogramas, y contrastar entre sí los resultados obtenidos junto con otros métodos exclusivamente estadísticos, como es el método foronómico.
5. Caracterizar mediante simulaciones de episodios teóricos, el grado de variabilidad que afecta al fenómeno de crecidas en relación con cambios en la distribución espacio-temporal de la precipitación, la capacidad de infiltración del terreno y las condiciones de circulación en cauces.
6. Evaluar el comportamiento hidrológico de cuencas piloto, tanto en eventos reales como en eventos teóricos, especialmente en relación con la evolución del caudal de crecida de unos puntos a otros de la cuenca.

## 1.4 ÁMBITO REGIONAL.

La zona por la que inicialmente se ha optado para realizar una selección de cuencas piloto se centra en el territorio de la Comunidad Autónoma de Aragón y se extiende parcialmente por otras Comunidades hasta obtener cuencas completas. Dentro de ese ámbito regional se seleccionan unas cuencas piloto de las que se dispone de mayor cantidad de información.

El ámbito regional incluye, además de Aragón (sin el aluvial del Ebro), algunas zonas de Castilla-La Mancha, Castilla-León, Navarra, Cataluña y Valencia. Por cuencas hidrográficas, el ámbito regional pertenece a las cuencas del Ebro, Júcar y Tajo.

En la [tabla 1.1](#) se da una relación de las superficies ocupadas por el ámbito regional en Comunidades Autónomas y Cuencas Hidrográficas. La superficie total es de 52.624 km<sup>2</sup> y, como puede comprobarse en la [figura 1.2](#), puede ser dividida en dos bloques separados por el curso del río Ebro, uno al norte con 23.262 km<sup>2</sup> y otro al sur con 29.362 km<sup>2</sup>.

*Tabla 1.1.- Relación de superficies ocupadas por el ámbito regional.*

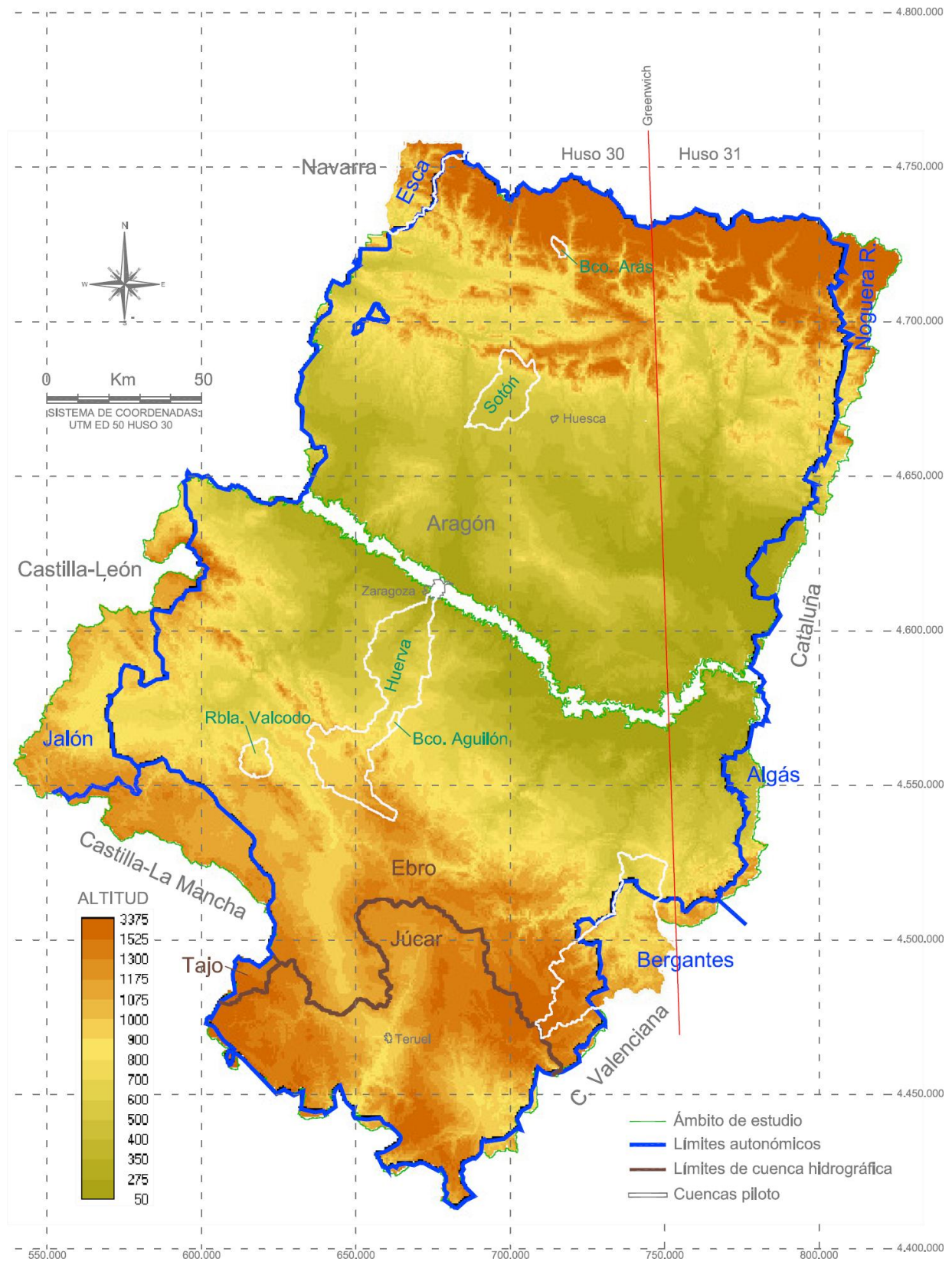
| COMUNIDAD           | ÁREA (Km <sup>2</sup> ) | CUENCA              | ÁREA (Km <sup>2</sup> )      |
|---------------------|-------------------------|---------------------|------------------------------|
| Aragón              | 47.148                  | Ebro                | 47.086                       |
| Navarra             | 423                     | Júcar               | 5.406                        |
| Castilla-León       | 1.839                   | Tajo                | 132                          |
| Castilla-La Mancha  | 1.098                   | <b>Total ámbito</b> | <b>52.624</b>                |
| C. Valenciana       | 971                     |                     |                              |
| Cataluña            | 1.146                   | <b>ZONA</b>         | <b>ÁREA (Km<sup>2</sup>)</b> |
| <b>Total ámbito</b> | <b>52.624</b>           | Zona norte          | 23.262                       |
|                     |                         | Zona sur            | 29.362                       |
|                     |                         | <b>Total ámbito</b> | <b>52.624</b>                |

En la [figura 1.2](#) se presenta el ámbito regional del estudio donde se emplazan las cuencas piloto consideradas. Su selección se ha realizado siguiendo criterios de interés técnico y científico, así como por la existencia de datos previos de tipo cartográfico, foronómico, meteorológico y de ordenación del territorio. Las cuencas piloto seleccionadas se pueden ordenar en dos grupos según el tipo de trabajo a realizar sobre ellas:

- Grupo 1: Río Bergantes, río Esca y río Sotón. Estas cuencas disponen de registros completos de precipitación y caudal, a intervalos de 15 minutos, que incluyen varios episodios extraordinarios, por lo que han sido seleccionadas con el objeto de estudiar eventos reales.
- Grupo 2: Barranco de Aguilón, barranco de Arás, rambla de Valcodo y río Huerva. Estas cuencas no disponen de registros reales o éstos no están completos, por lo que los estudios realizados en ellas corresponden a eventos teóricos generados con la aplicación desarrollada. Se da la circunstancia de que en estas cuencas, en algún momento histórico, se han producido riadas catastróficas.



Figura 1.2.- Ámbito regional con las cuencas piloto.



## 1.5 CLASIFICACIÓN DE CUENCAS POR ESCALA.

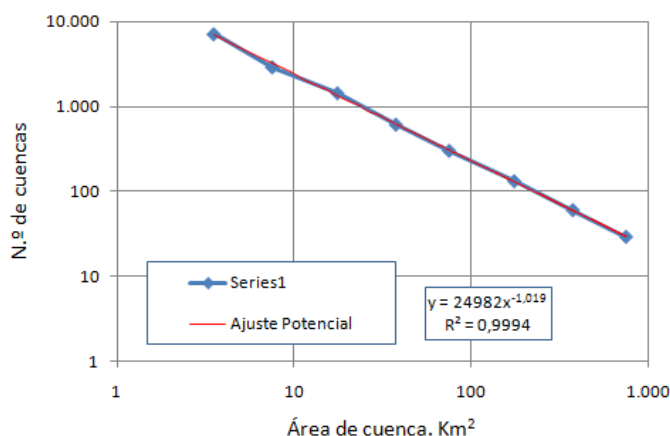
El modelo digital del terreno correspondiente al ámbito regional permite delimitar automáticamente y de forma extensiva, la cuenca vertiente asociada a todos los puntos del Ámbito. Se ha realizado una clasificación de cuencas por tamaño para todo el ámbito regional, con el objeto de enmarcar las cuencas piloto dentro del conjunto de cuencas, y también con objeto de obtener una aproximación de la cantidad de cuencas que pueden existir en una región.

En la [tabla 1.2](#) se muestra el número de cuencas para cada rango de área. A modo de ejemplo, en la [figura 1.4](#) se representan algunos de estos grupos de cuencas. En la [figura 1.3](#) se representa el número de cuencas existentes para cada área de cuenca.

Tabla 1.2.- Número de cuencas por área.

| ÁREA DE CUENCA (Km <sup>2</sup> )<br>de a |        | N.º de cuencas |
|---|--------|----------------|
| 2   | 5      | 7.212          |
| 5   | 10     | 2.938          |
| 10  | 25     | 1.450          |
| 25  | 50     | 615            |
| 50  | 100    | 302            |
| 100                                       | 250    | 132            |
| 250                                       | 500    | 60             |
| 500                                       | 1.000  | 29             |
|   | >1.000 | 13             |

Figura 1.3.- Número de cuencas por área.



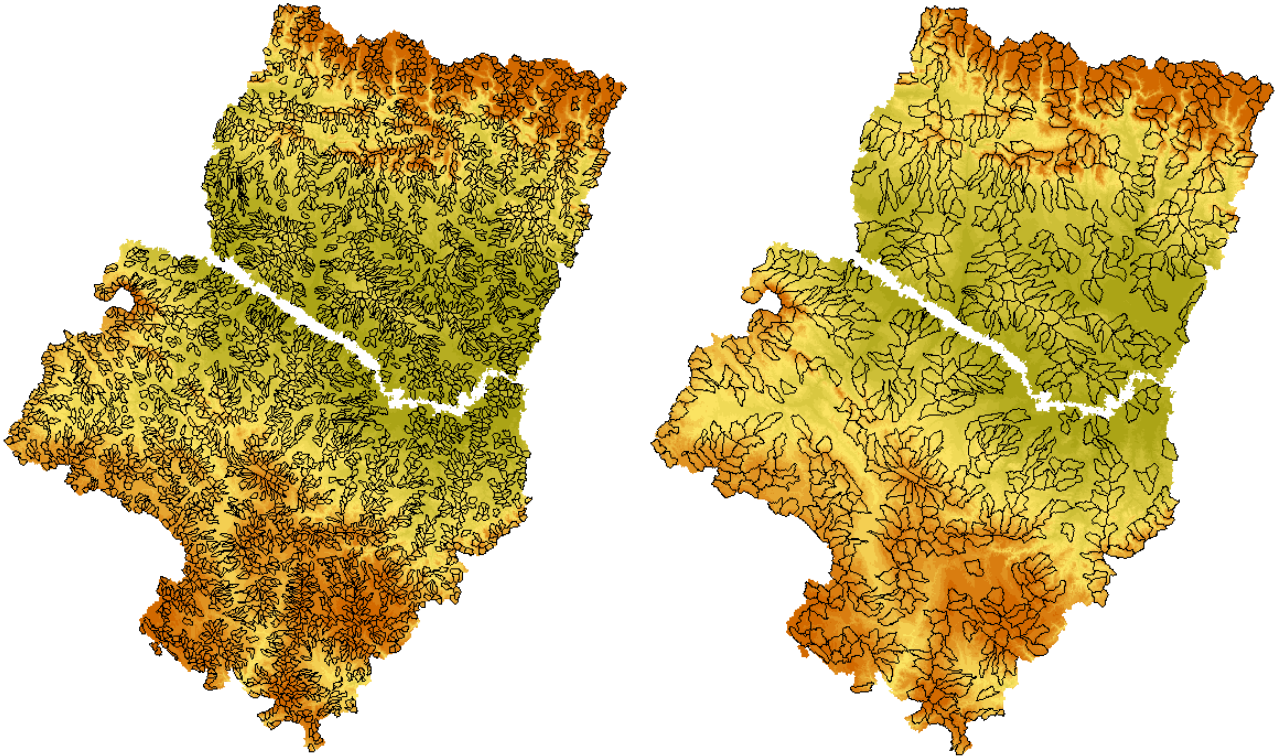
Existen muchas discrepancias sobre los límites que deben diferenciar a las cuencas hidrológicas por su tamaño, grandes, pequeñas, medianas. No obstante, la [Directiva Marco del Agua \(Water Framework Directive\)](#) establece la siguiente clasificación del tamaño de la cuenca vertiente dentro del sistema A de clasificación de los ríos (*System A for river classification*):

- Pequeña: 10 a 100 km<sup>2</sup>.
- Media: 100 a 1000 km<sup>2</sup>.
- Grande: 1.000 a 10.000 km<sup>2</sup>.
- Muy grande: >10.000 km<sup>2</sup>.

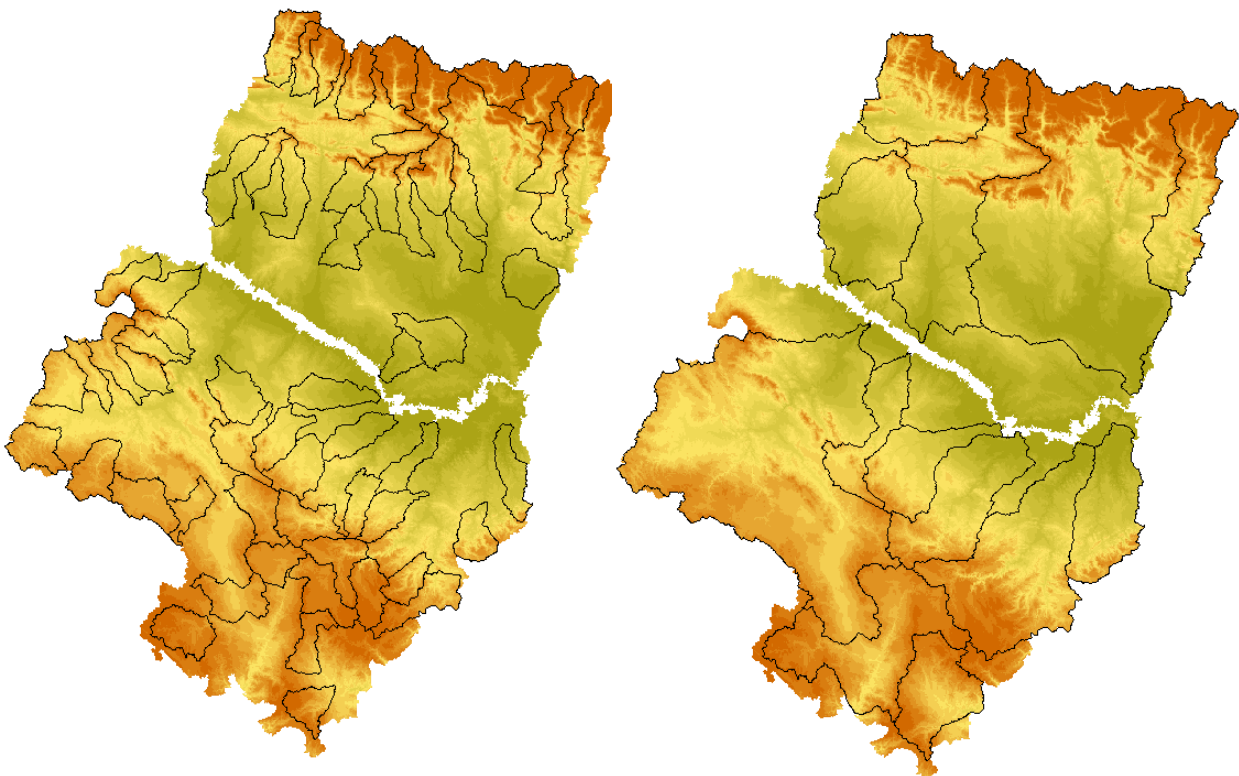
De acuerdo con la clasificación de la Directiva Marco del Agua ([Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000](#)), puede decirse que en el ámbito regional hay 2.367 cuencas pequeñas (10-100 km<sup>2</sup>), 523 cuencas medianas (100-1.000 km<sup>2</sup>), y 13 cuencas grandes que superan los 1.000 km<sup>2</sup> de superficie, que son: Cinca, Gállego, Arba, Aragón, Noguera Ribagorzana, Jalón, Guadalupe, Martín, Aguas Vivas, Huerva, Matarraña, Turia y Mijares.

Figura 1.4.- Distribución de cuencas según su área:

A) Cuencas con área entre 5 y 10 km<sup>2</sup> (2.938).    B) Cuencas con área entre 25 y 50 km<sup>2</sup> (615).



C) Cuencas con área entre 250 y 500 km<sup>2</sup> (60).    D) Cuencas con área mayor de 1.000 km<sup>2</sup> (13).



## 1.6 METODOLOGÍA.

Un rasgo común a los estudios realizados en la tesis es la realización de simulaciones de episodios hidrológicos de crecida utilizando métodos hidrometeorológicos. En la [figura 1.5](#) se muestra el esquema general seguido que consiste en el ensamblaje de modelos que simulan los diferentes procesos que intervienen en las crecidas:

- *Modelo de lluvia*: En el primer componente del método hidrometeorológico se obtiene una distribución espacio-temporal de un episodio de lluvia en una cuenca. Este modelo puede corresponder a una lluvia real, en cuyo caso, el modelo de lluvia se construye a partir de interpolación de datos puntuales (pluviómetros). En otros casos, la simulación se realiza con lluvias teóricas (lluvias sintéticas, de diseño o simuladas) cuyas características responden a un determinado patrón (e.g. periodo de retorno, concentración de la lluvia en una parte de la cuenca etc.).
- *Modelo de transformación lluvia-escorrentía*: Solamente una parte de la lluvia bruta escurre por la superficie de la cuenca para originar la crecida. Se aplica el modelo de número de curva del SCS (*Soil Conservation Service de EEUU*) que tiene en cuenta las propiedades que, en cada zona de la cuenca, determinan que se produzca mayor o menor proporción de lluvia efectiva.
- *Modelo de precipitación efectiva*: Aplicando, a la lluvia bruta, el modelo de transformación lluvia-escorrentía se obtiene una distribución espacio-temporal de la fracción de lluvia que escurre por la superficie de la cuenca.
- *Modelo de generación de hidrogramas*: Parte del modelo de lluvia efectiva y determina la forma de circulación del agua por las líneas de flujo de la cuenca generando la crecida. Los modelos de generación de hidrogramas se muestran en la [tabla 1.3](#) y en la [figura 1.6](#).

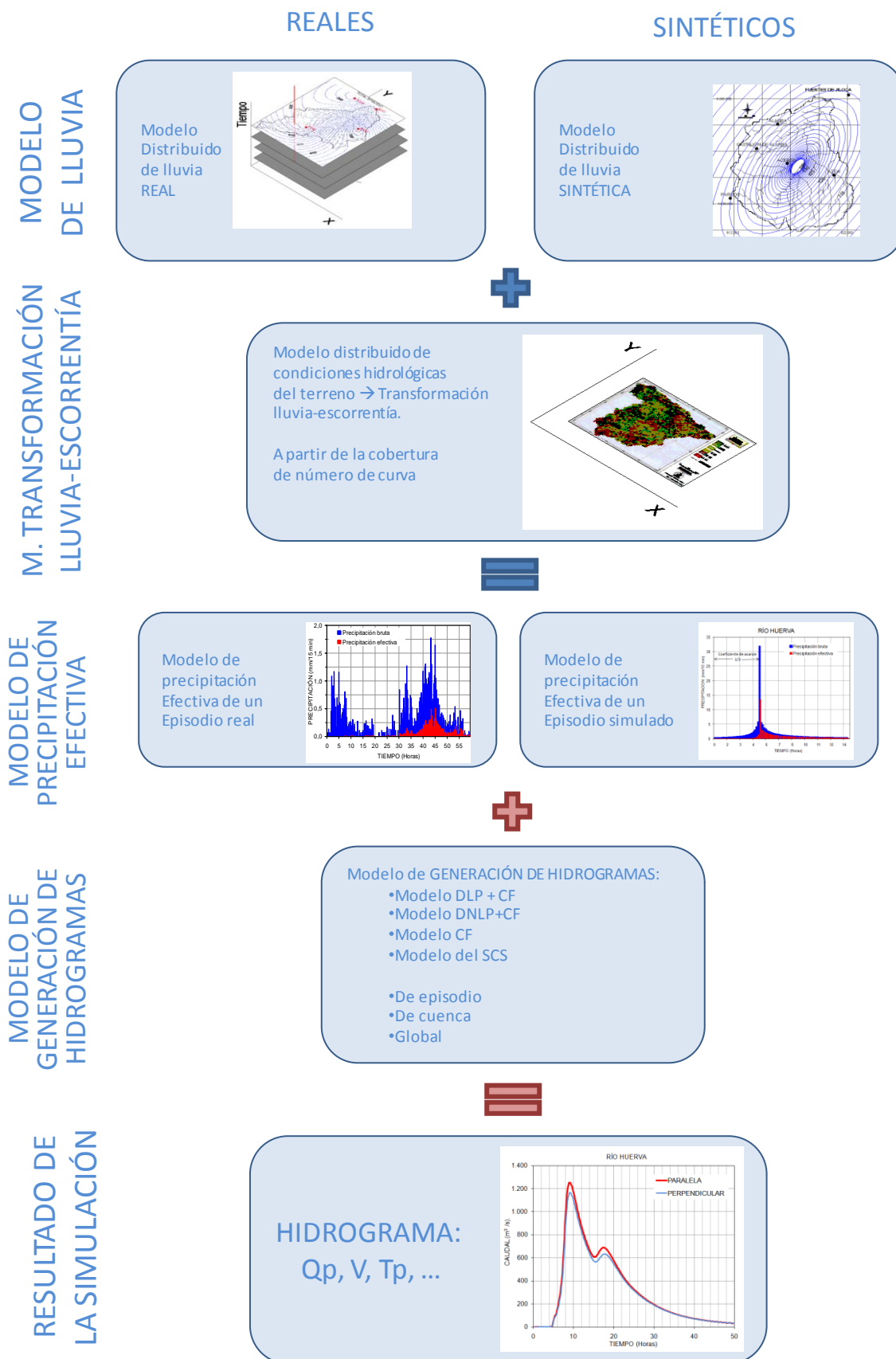
Finalmente, para un punto de la cuenca, se obtiene un gráfico (hidrograma) donde se representa el caudal circulante en el tiempo, del cual se pueden extraer múltiples características y conclusiones del episodio simulado.

La [tabla 1.3](#) es una síntesis de los principales trabajos que se abordan en la tesis en los cuales se realizan simulaciones de episodios en las cuencas piloto, y se utilizan diversos modelos para cada uno de los procesos que intervienen.

Entre los estudios principales realizados están los correspondientes a *episodios reales*, que parten de registros reales de lluvia y tratan de reproducir, mediante el ajuste de las variables de los modelos, los hidrogramas que se registraron en las estaciones de aforo.

En el *análisis de frecuencia* de las cuencas se diseñan episodios de lluvia teóricos cuya cantidad de precipitación está relacionada con una frecuencia o periodo de retorno, y se obtienen crecidas cuyos caudales máximos, tradicionalmente se asocian a esos mismos periodos de retorno.

Figura 1.5.- Esquema de simulación de episodios, tanto reales como de diseño (sintéticos).



En el *análisis de variabilidad* del fenómeno de crecidas, se llevan a cabo simulaciones que, partiendo de lluvias teóricas, permiten realizar comparaciones de los resultados variando los parámetros de los modelos (i.e. variando las características de las lluvias y de las cuencas).

En el *análisis de evolución de las crecidas*, las simulaciones también son con lluvias teóricas y en ellas se puede observar la génesis de las crecidas y su evolución a través de la cuenca.

Tabla 1.3.-Modelos utilizados en los distintos estudios de la tesis.

| USO DE MODELOS                    |                                 |  |   |                                      |                                   |
|-----------------------------------|---------------------------------|--|---|--------------------------------------|-----------------------------------|
| ESTUDIOS                          | CUENCAS                         | MODELOS DE LLUVIA                            | MODELO DE TRANSFORMACIÓN LLUVIA-ESCORRENTÍA | MODELOS DE GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS |                                   |
|                                   |                                 |  |   | MODELO                               | ÁMBITO DE APLICACIÓN              |
| Episodios reales                  | Bergantes, Esca, Sotón          | Lluvia real distribuida, interpolada con RBF | Número de curva                             | DLP+CF, DNLP+CF, CF, SCS             | De episodio, de cuenca y globales |
| Análisis de frecuencia            | Huerva, Valcodo, Arás, Aguilón. | Lluvia sintética de periodo de retorno       | Número de curva                             | F, DLP+CF, CF, SCS                   | De cuenca y globales              |
| Análisis de variabilidad          | Huerva, Valcodo, Arás, Aguilón. | Lluvia sintética                             | Número de curva                             | CF                                   | Global                            |
| Análisis de evolución de crecidas | Huerva.                         | Lluvia sintética                             | Número de curva                             | CF                                   | Global                            |

*RBF:* Funciones de base radial.

*DLP:* Depósitos lineales en paralelo.

*DNLP:* Depósitos no lineales en paralelo.

*CF:* Circulación de flujos.

*SCS:* Hidrograma unitario del SCS.

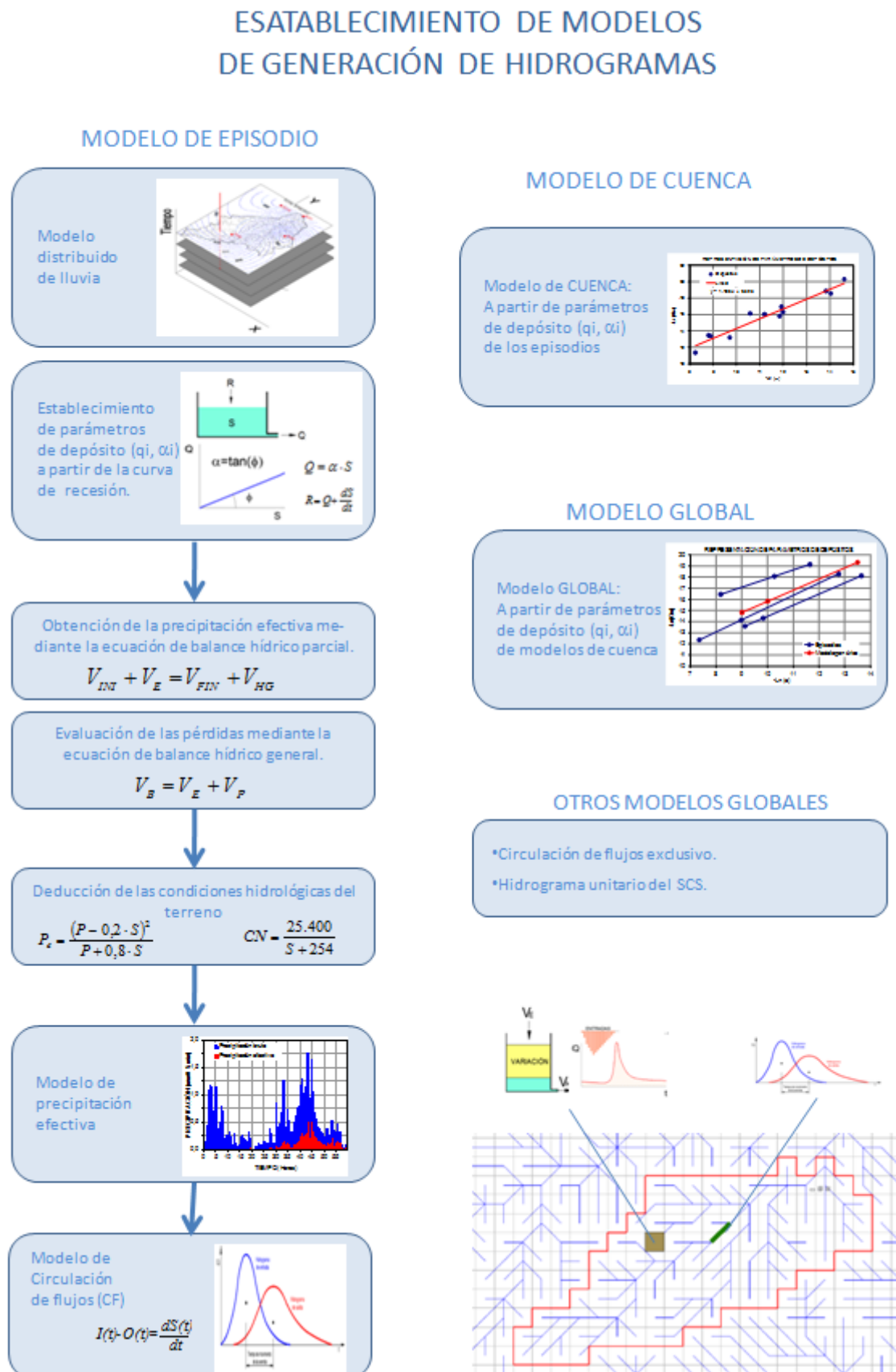
*F:* Foronómico.

Cada proceso que interviene en el método hidrometeorológico puede ser simulado con varios modelos. Los *modelos de lluvias* reales se obtienen mediante interpolaciones basadas en funciones de base radial cuya metodología se desarrolla en el [capítulo 4](#), donde también se desarrollan los métodos para obtener lluvias sintéticas.

En la *transformación lluvia-escorrentía* se utiliza el modelo de número de curva y se parte de la cobertura realizada por [Ferrer-Juliá \(1999\)](#) para el territorio Español.

Se utilizan distintos *modelos de generación de hidrogramas*, siendo los de depósitos los que tienen un desarrollo metodológico más amplio ([capítulo 6](#)), y con los que se obtienen los resultados más finos en episodios reales.

Figura 1.6.- Establecimiento de modelos de generación de hidrogramas.



En la [figura 1.6](#) se esquematiza la metodología para el establecimiento de modelos de depósitos lineales en paralelo combinados con los de circulación de flujo (DLP+CF). Es este modelo en particular el más usado en la tesis en relación al estudio de episodios reales.

Para establecer los *modelos de episodio*, se estudia la curva de recesión de los hidrogramas reales, la cual permite calibrar los parámetros de los depósitos. Posteriormente se realizan balances hídricos que conducen a determinar el estado hidrológico del terreno y la cantidad de precipitación efectiva, y se ajusta el tiempo punta y caudal punta a través de los parámetros de circulación de flujo.

A partir de modelos de episodio se establecen *modelos de cuenca* y, finalmente, *modelos globales*.

Dentro de los modelos globales, además de los DLP, se utilizan otros como el de circulación de flujo exclusivo (sin combinarse con el modelo DLP) y el modelo del hidrograma unitario del SCS (*Soil Conservation Service de EEUU*).

La simulación de episodios en la tesis, y la aplicación de todos los modelos, se realiza a través de modelos digitales del terreno (MDT) que permiten realizar la delimitación de cuencas y el establecimiento de la red de drenaje, así como la obtención de diversos parámetros hidrológicos (e.g. obtener el tiempo de concentración para cualquier punto de la cuenca).

El modelo digital del terreno es la herramienta esencial en los modelos utilizados, donde cada celda constituye un depósito en el que entra una sucesión, en el tiempo, de lluvia efectiva (representada en un hietograma). El agua que entra en el depósito, una parte queda almacenada y otra parte sale del mismo; a mayor cantidad de agua almacenada, mayor es el caudal de salida; cuando la relación almacenamiento/caudal es lineal, se habla de depósitos lineales. Como resultado del modelo DLP se obtiene un hidrograma de salida para esa celda.

Finalmente, el agua que sale de la celda circula a través de la red de drenaje del modelo digital del terreno y se junta con las aportaciones de otras celdas o redes laterales, proceso simulado con los modelos de circulación de flujo (CF).

En los modelos de circulación de flujo exclusivo (CF), se prescinde del modelo DLP aplicado a cada celda, de modo que la secuencia de lluvia que entra en una celda se transforma directamente en un hidrograma que circula por la red de flujo. Con los MDT, que permiten la división de la cuenca en elementos muy pequeños, los modelos CF resultan idóneos en la simulación de eventos de diseño.



## 1.7 ESTRUCTURA DE LA TESIS.

La tesis está estructurada en 5 partes cada una de las cuales agrupa varios capítulos relacionados entre sí, resultando un total de 16 capítulos y 4 anejos. A continuación se realiza una breve descripción del contenido.

Parte 1: Es la parte introductoria, en el primer capítulo, se delimita el ámbito del estudio que es enmarcado dentro de la hidrología.

En el segundo capítulo se realiza una síntesis de los modelos hidrológicos tradicionales y se describen cada una de las partes que componen estos modelos.

Parte 2: Esta parte describe las nuevas tecnologías y fuentes de datos, así como las adaptaciones metodológicas de los modelos hidrológicos.

En el capítulo 3 se describen esas nuevas fuentes de datos, (precipitaciones, sistema automático de información hidrológica –SAIH–, modelos de terreno, etc.) y las tecnologías informáticas que permiten procesarlos.

En los siguientes capítulos (4, 5 y 6) se aportan nuevos métodos hidrológicos que permiten combinar las fuentes de datos, las tecnologías informáticas y métodos hidrológicos previos. Cada uno de los capítulos trata de una parte hidrológica: tratamiento de lluvias, transformación de lluvia en escorrentía y generación de hidrogramas.

El último capítulo (6) se centra en la parte teórica de modelos de depósitos o reservorios, y se proponen nuevos modelos que permiten calibraciones muy eficientes.

Parte 3: En esta parte se simulan casos reales ocurridos en tres cuencas, Bergantes, Esca y Sotón.

En el capítulo 7 se describe el esquema metodológico que se sigue en los capítulos posteriores y se dan las características generales de los episodios reales.

En el capítulo 8 se describen las características hidrológicas de las cuencas y se realizan análisis hipsométricos, de isocronas y de tiempos de concentración.

En el capítulo 9 se describen con gran detalle los episodios registrados, los hidrogramas de las estaciones de aforo y la precipitación en los pluviómetros, y se confeccionan mapas de isoyetas de cada episodio.

En el capítulo 10 se realiza un proceso completo de calibración de los episodios, es decir, se determinan los parámetros hidrológicos de las cuencas a partir de las observaciones de los registros reales.

En el capítulo 11 se realiza la simulación de hidrogramas con distintos modelos, se comparan resultados y se establecen modelos globales.

En el capítulo 12, partiendo de los registros históricos de estas cuencas, se realiza un análisis de frecuencia de precipitaciones y de caudales, y se determina la frecuencia de los episodios estudiados.

Parte 4: Se realizan diversas simulaciones de episodios teóricos en cuatro cuencas, pertenecientes al barranco de Aguilón, barranco de Arás, rambla de Valcodo y río Huerva, que son muy diferentes entre sí, cuyo tamaño oscila entre 14 km<sup>2</sup> y 1.000 km<sup>2</sup>, y que tienen en común que en todas ellas se han registrado episodios catastróficos en algún momento de la historia.

En el capítulo 13 se realiza un estudio del grado de variabilidad que afecta al fenómeno de crecidas en relación con cambios en la distribución espacio-temporal de la precipitación, la capacidad de infiltración del terreno y las condiciones de circulación en cauces. Se estudian las posibles variaciones entre los resultados cuando se utilizan modelos agregados y distribuidos.

En el capítulo 14 se estudia la evolución de la crecida de unos puntos a otros de la cuenca, se ven cambios en las características de los hidrogramas, tales como el crecimiento que producen las aportaciones laterales o los procesos de laminación que experimenta la crecida. También se incluye en este capítulo una simulación de un episodio real ocurrido en una cuenca, llevado a otra cuenca. Es lo que se conoce como trasposición de tormentas.

Parte 5: En esta parte finaliza el estudio con dos capítulos, uno de conclusiones en general y otro con las referencias bibliográficas.

Anejos: Junto con la memoria general se adjuntan anejos en los que se ilustran las estaciones de aforo y las cuencas estudiadas. En el anejo núm. 3 se reproducen los análisis de frecuencia completos, realizados con los datos históricos de las estaciones de los ríos Bergantes, Esca y Sotón. En el anejo núm. 4 se describe la aplicación informática que se acompaña con la tesis y que es una simplificación de la aplicación con la que se ha realizado la investigación.



## 2 MODELOS HIDROLÓGICOS TRADICIONALES.

### 2.1 MECÁNICA DE LOS MODELOS HIDROMETEOROLÓGICOS.

Ya se ha introducido en el capítulo primero la división de los modelos hidrológicos que determinan caudales de avenida en dos grupos básicos, foronómicos e hidrometeorológicos.

Los modelos foronómicos son puramente estadísticos y requieren de la existencia de medidas de caudal durante un periodo de tiempo razonablemente largo, lo cual supone una importante limitación en su ámbito de aplicación que en la práctica se extiende a grandes cuencas y algunas cuencas medianas, quedando indefinidas las restantes medianas y pequeñas cuencas que suman la mayor parte de las zonas de riesgo y, además, son en las que se desarrollan los episodios más difíciles de controlar, no por su magnitud y no por ello menos peligrosos, sino por su espontaneidad debido a la menor área de cuenca con mayor velocidad de respuesta, desarrollándose episodios en pocas horas e incluso minutos, frente a muchas horas o días en las cuencas grandes.

En los modelos hidrometeorológicos intervienen multitud de criterios, estadísticos, geográficos, meteorológicos, geológicos, geomorfológicos, topológicos, de usos y estados del suelo, acción e intervención antrópica etc. Su primer punto de partida es la determinación de lluvias para las cuencas en estudio, característica que ya no requiere de una medición concreta en un punto sino de las distintas mediciones de precipitación existentes en puntos de la cuenca o en sus inmediaciones y aplicar métodos de interpolación regionalizada, lo que en la práctica extiende el ámbito de aplicación a la totalidad del territorio español. También, las restantes características necesarias para el modelo pueden obtenerse directamente o deducirse de distintas cartografías topográficas y temáticas cuya elaboración actualmente se encuentra en un estado muy bien desarrollado para las necesidades de estos modelos.

En este trabajo se aborda la estimación de caudales principalmente a partir de modelos hidrometeorológicos precisos que, en el futuro, pueden ser alimentados con nueva información, por lo que nos centraremos en este grupo de modelos. En síntesis, los modelos hidrometeorológicos no son otra cosa que un balance hídrico en una porción de terreno, es decir, realizan un balance de entradas, salidas y almacenamientos dentro de un sistema que es la propia cuenca.

Los modelos hidrometeorológicos clásicos fueron concebidos para ser aplicados a partir de una información mucho más limitada que la disponible en la actualidad, inicialmente los mapas estaban en formatos analógicos (papel) y el uso de computa-

doras estaba muy limitado. Con el panorama actual los modelos son más complejos y menos genéricos aunque, en general, mantienen el mismo esquema clásico y se basan en los mismos modelos conceptuales o derivados de los antiguos, pero esta vez se aplican, no de forma genérica a toda una cuenca, sino a microelementos de la misma y sus efectos se van sumando para obtener una descripción pormenorizada. En este capítulo vamos a describir los métodos clásicos que, en definitiva, representan la base de los modelos modernos más complejos.

Los modelos hidrometeorológicos clásicos, y también los actuales que provienen de su evolución, responden al siguiente esquema:

- Representación del sistema regional a evaluar. Puede tener un rango de precisión muy amplio, desde que sea definido con unos pocos parámetros básicos (superficie, pendiente general, etc.) hasta tener una representación altimétrica de toda su extensión, de la cual se deduce, en cada elemento discreto, la geometría de la cuenca, su topología (distribución e interconexión de las líneas de flujo o cauces) y otras propiedades como la distribución de la pendiente etc.
- Modelo regionalizado de lluvias que representa las entradas al sistema. Estas lluvias pueden corresponder tanto a registros reales como a supuestos eventos deducidos de análisis estadísticos y que tienen una determinada distribución espacial y temporal.
- Las pérdidas o abstracciones pueden provenir de varios mecanismos físicos y serán evaluadas mediante un amplio rango de hipótesis y modelos. En general, estas pérdidas pueden englobarse dentro de varios procesos: retención, infiltración, evaporación y evapotranspiración. A su vez, cada uno de estos mecanismos puede ser modelizado con un amplio nivel de sofisticación. Los modelos que simulan episodios de fuertes precipitaciones tienen una respuesta muy rápida y son modelos a corto plazo, por lo que algunos de los mecanismos anteriores no tienen tiempo suficiente para emitir su respuesta y, en consecuencia, pueden ser eliminados del campo teórico simplificando las hipótesis de partida. Tal es el caso de evaporación y evapotranspiración. Uno de los métodos más extendidos que tratan el problema de las pérdidas o abstracciones es el denominado número de curva que describiremos más adelante. Para el presente trabajo de investigación se ha escogido este modelo porque en España se está extendiendo y, muchos de los trabajos de investigación en este campo, van orientados a la aplicabilidad del mismo.
- La salida o respuesta del modelo es una sucesión de caudal a lo largo del tiempo que se representa con una gráfica denominada hidrograma.

De forma sintética, puede decirse que los métodos hidrometeorológicos están constituidos por cuatro componentes:

- *Lluvia*: Trata de determinar un evento lluvioso representativo, cantidad y distribución espacio-temporal. Se determina la lluvia neta.
- *Transformación lluvia-escorrentía*: A partir de los resultados obtenidos con el anterior componente, se determina la parte de la lluvia (precipitación efectiva) que genera la escorrentía superficial. Por tanto, a efectos cuantitativos, *lluvia efectiva es lo mismo que escorrentía superficial*.
- *Generación de hidrogramas*: Se parte de la escorrentía directa creada en cada punto de la cuenca y se obtiene una distribución espacio-temporal del caudal.
- *Tránsito de hidrogramas* (también se denomina laminación, propagación y circulación de flujo). Aquí se determina la variación que provoca, en la distribución espacio-temporal del caudal inicialmente obtenida, la circulación del flujo a través de los cursos de la cuenca.

Para cada uno de estos procesos que intervienen en los métodos hidrometeorológicos existen diversos modelos de los cuales, en este capítulo, se va a realizar una síntesis elaborada a partir de distintas fuentes sobre cada materia.

Aunque en el trabajo que se desarrolla en esta tesis únicamente se utilizarán unos pocos de estos métodos, y se aportarán nuevos, el objeto de esta síntesis de los modelos existentes es el tener una visión general de la materia.

## 2.2 MODELIZACIÓN DE LLUVIAS.

La modelización de lluvias consiste en establecer una distribución de la precipitación, tanto en el espacio regional de una cuenca como en la dimensión temporal. Para clasificar una lluvia, se la relaciona con la probabilidad de que ésta ocurra en una región, o lo que es en cierta medida equivalente, se la relaciona con un periodo de retorno. Otro caso es el de establecer la distribución de una lluvia real de la que se tienen unos pocos registros dentro del área a investigar, los correspondientes a las estaciones de observación, y con una distribución temporal que puede variar desde intervalos de tiempo pequeños (e.g. 15 minutos) hasta un único registro por día.

En el [capítulo 4](#), dedicado a la modelización de lluvias se realiza un tratamiento más exhaustivo de las técnicas de simulación de lluvias y realizaremos algunas aportaciones nuevas en este campo. En este apartado nos centraremos en establecer un resumen de la *estadística hidrológica de valores extremos (Statistics of extremes in hydrology)* y una exposición de los trabajos más recientes realizados para el territorio peninsular español, cuyo estudio ha sido abordado en múltiples trabajos y tesis centradas solamente en este campo, por lo que simplemente aquí únicamente nos limitaremos a aceptar y adoptar sus resultados como datos de partida.

### 2.2.1 PROBABILIDAD, PERIODO DE RETORNO Y RIESGO.

La probabilidad de un suceso es el cociente entre el número de casos favorables y el número de casos posibles.

$$P = \frac{\text{número de casos favorables}}{\text{número de casos posibles}}$$

En hidrología es habitual el uso del valor inverso de la probabilidad o periodo de retorno o de recurrencia ( $T$ ).

$$T = \frac{1}{P}$$

Donde  $T$  es un valor en años y  $P$  es la probabilidad de que en ese tiempo se exceda ese valor, por ejemplo, si decimos que para un lugar 140 mm es la precipitación máxima diaria de 500 años, significa que la probabilidad de que la lluvia real en ese sitio, este año sea superior a 140 mm es:

$$P_1 = \frac{1}{T} = 0,002$$

Otra cuestión es el de la probabilidad de que una lluvia (e.g. 140 mm) sea superada una vez cada  $T$  años (e.g. 500).

- La probabilidad de que este año no se supere el suceso será:

$$P_{-1} = 1 - \frac{1}{T} = 0,998$$

- La probabilidad de que en  $n$  años consecutivos al actual no se supere será:

$$P_{-n} = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n = 0,3675$$

- La probabilidad de que en los  $n$  años consecutivos sea superado será:

$$P_n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n = 0,632$$

Se denomina riesgo ( $R$ ) y representa la probabilidad de que un valor sea superado al menos una vez en una serie de  $n$  años consecutivos a la relación:

$$R = P_n$$

## 2.2.2 ESTADÍSTICA HIDROLÓGICA DE VALORES EXTREMOS.

Una de las técnicas más comunes en hidrología es el análisis de frecuencia de series hidrológicas de valores extremos. En la materia que nos ocupa, estas series pueden ser los registros de lluvias de estaciones meteorológicas o registros de caudales en estaciones de aforo de ríos.

En [Chow et al. \(1994\)](#) se presenta una síntesis descriptiva de esta metodología de análisis de series estadísticas y se propone y desarrolla el método denominado factor de frecuencia como adecuado para los análisis hidrológicos.

Para poder aplicar el método de forma eficiente, se ha realizado aquí un programa informático que sigue la metodología del factor de frecuencia. Con los registros originales se siguen los siguientes pasos:

1. *Datos de la serie hidrológica:* A partir de los datos de partida, se seleccionan los valores máximos anuales (de caudal o de lluvia) y se confecciona una serie normal y otra logarítmica tomando logaritmos decimales.
2. *Determinación de los estadísticos de la serie.* Los estadísticos que intervienen en los cálculos posteriores son:
  - Media ( $X_m$ ).
  - Desviación estándar ( $s$ ).
  - Coeficiente de asimetría ( $C_s$ ).
3. *Ajuste de las series a funciones de distribución estadística.* Se han utilizado:
  - Distribución de valores extremos tipo I (EVI) o de Gumbel.
  - Distribución normal.
  - Distribución log-normal.
  - Distribución del valor extremo tipo I ([Chow, 1953](#)).
  - Distribución de Pearson tipo III o gamma de tres parámetros.
  - Distribución de log-Pearson III.
  - Distribución del Water Resource Council (WRC).

Como se ha mencionado, el método utilizado para el ajuste de estas funciones es el del factor de frecuencia que es el más ampliamente utilizado en estadística hidrológica para la distribución de valores extremos (Chow et al., 1994). Este método relaciona las magnitudes de los valores extremos calculados ( $X_T$ ) con la media ( $X_m$ ) y la desviación estándar ( $s$ ) según la siguiente ecuación:

$$X_T = X_m + K_T \cdot s$$



donde  $K_T$  es el factor de frecuencia cuya obtención depende de la función de distribución utilizada. El valor de  $K_T$  coincide con el de la variable normal estándar que corresponde a una probabilidad de excedencia de  $p$  ( $p=1/T$ ) cuyos valores están tabulados para cada función de distribución mediante funciones específicas (para la obtención de estas funciones consúltese Chow et al., 1994).

4. *Análisis de confiabilidad*: Se han utilizado los siguientes métodos en cada función de distribución obtenida:
  - Método del error cuadrático mínimo.
  - Test de la  $\chi^2$ .
  - Test de Kolmogorov-Smirnov.
5. *Selección de la función de distribución*: Para cada serie calculada, se selecciona la función de distribución que arroja mejor ajuste en los test de confiabilidad y se calculan los límites de confianza superior e inferior de esta función para niveles de confianza ( $\beta$ ) del 85%, 90% y 95%, a cada valor de  $\beta$  le corresponde un nivel de significancia ( $\alpha$ ).
6. Finalmente, para un periodo de retorno dado, puede deducirse el *valor máximo* que le corresponde. Para cada caso se ajustan tres curvas:
  - La que se obtiene mediante los valores nominales de las series.
  - La que se deriva de los valores del límite de confianza superior con  $\beta=0,90$ .
  - La procedente de los valores del límite de confianza inferior con  $\beta=0,90$ .

### 2.2.3 MODELIZACIÓN DE PRECIPITACIONES REALES.

La variable fundamental de entrada al sistema es la precipitación, cuya distribución varía espacialmente en función del esquema general de la circulación atmosférica y de un conjunto de factores locales entre los que destacan la orografía, la acción del viento en superficie, la pendiente y la orientación del terreno.

Se conoce únicamente la información sobre la precipitación en los puntos donde disponemos de un aparato de medida, por lo que a partir de una información puntual se ha de obtener una distribución espacial de precipitaciones que, evidentemente, será aproximada a la que realmente se produjo. En función del tratamiento espacial de la precipitación se diferencia entre modelos de precipitación agregados y distribuidos. Los primeros manejan un único valor medio de la lluvia para toda la cuenca. Los segundos dividen la cuenca en celdas, asignando a cada una de ellas valores que reflejan la variabilidad espacial del fenómeno mediante diversas metodologías. En función de los datos disponibles y la precisión necesaria en la modelización, se puede aplicar un tipo de modelos u otro.

A continuación se exponen los métodos de cálculo más extendidos, tanto agregados (Singh, 1988) como distribuidos (Meijerink et al., 1995). Es interesante considerar que todos ellos se pueden expresar según el mismo esquema de interpolación, bien para una celda o bien para obtener una precipitación media en toda la cuenca:

$$P(x, y) = \sum_i w_i(x, p) \cdot P_i$$

$$P = \sum_i w_i \cdot P_i = \frac{1}{S} \int P(x, p) \cdot dx dy$$

|           |                                       |
|-----------|---------------------------------------|
| $S$       | Área de la cuenca.                    |
| $P$       | Precipitación media sobre la cuenca.  |
| $P_i$     | Precipitación en el pluviómetro $i$ . |
| $P(x, y)$ | Precipitación en cada celda.          |
| $W_i$     | Pesos en la ponderación.              |

### 2.2.3.1 MÉTODO DE POLÍGONOS DE THIESSEN.

Se basa en ponderar las precipitaciones de cada pluviómetro en función de un área  $a$ , de influencia que se calcula según un procedimiento de construcción de polígonos, que equivale a decir que en cada punto de la cuenca la precipitación es igual a la del pluviómetro más cercano.

Este método permite poder introducir información de los pluviómetros exteriores de la cuenca cuyo peso areal, en parte, está dentro de la misma. El método proporciona una distribución de lluvias discontinua. La información distribuida proporcionada se puede agregar con el área de cada polígono como factor de ponderación:

$$P = \frac{\sum_i a_i P_i}{S}$$

|         |  |
|---------|--|
| $P$ :   | Precipitación media para la cuenca completa.                                 |
| $P_i$ : | Precipitación en el pluviómetro $i$ .  |
| $a_i$ : | Área asignada al pluviómetro $i$ con el método de los polígonos de Thiessen. |
| $S$ :   | Área total de la cuenca.   |

Por tanto, el método puede utilizarse de dos formas:

- Se determina la precipitación media de la cuenca aplicando la fórmula y se da un valor único para todos los puntos de la cuenca.
- A cada punto de la cuenca se le asigna el valor del pluviómetro correspondiente al polígono donde está incluido el punto. Este método es equivalente al método del vecino más próximo.

### 2.2.3.2 INTERPOLACIÓN POR MEDIAS MÓVILES.

La interpolación por medias móviles ponderadas por el inverso de la distancia elevada a un factor (normalmente 2) calcula la precipitación en cada punto de la cuenca en función de la distancia a un conjunto de pluviómetros. Estos métodos son, a priori, los que mejor se adaptan a la modelación distribuida, aunque existen determinados eventos de lluvia donde los registros son, geográficamente, muy variables, dando resultados con valores extremos en los puntos de muestreo (estaciones) lo cual es poco coherente. En tales casos es mejor utilizar el método de polígonos de Thiessen.

En estos métodos de medias móviles, la expresión más general del valor de la precipitación en un punto es:

$$P(x, y) = \frac{\sum_i^N \frac{P_i}{D_i^b}}{\sum_i^N \frac{1}{D_i^b}}$$

$N$  es el número de pluviómetros más cercanos utilizados para obtener la precipitación en el punto. Esta es una de las mejoras que introduce el método al aprovechar la información de varios pluviómetros para estimar la del punto en cuestión. Cuando  $N = 1$  el método coincide con el de Thiessen.

$b$  es el exponente positivo que pondera las distancias. Cuando es *igual a 2* el método se denomina inverso de distancia al cuadrado. En la literatura se recomienda tomar en valor de  $b$  *igual a 2* para dar la mejor correspondencia entre este método y el método de las isoyetas (Watson y Philip, 1985). Otros autores añaden que las variaciones entre  $1$  y  $3$  no producen diferencias significativas (Ponce, 1989) siempre que la distribución de pluviómetros sea razonable.

Por tanto, con este método, para cada punto de la cuenca se obtiene un valor diferente, resultado de la aplicación del método.

### 2.2.3.3 MÉTODO DE LAS ISOYETAS.

Consiste en obtener a partir de los datos de los pluviómetros las isoyetas del evento, definidas como los contornos de lluvia constante. Se obtiene una superficie representada de forma similar a la de los planos topográficos con cada curva de nivel representando un valor de lluvia constante mediante un método de interpolación.

## 2.3 TRANSFORMACIÓN LLUVIA-ESCORRENTÍA.

Las pérdidas o abstracciones iniciales por interceptación, almacenamiento de depresión e infiltración retiran del hidrograma ciertas cantidades de lluvia que se denominan déficit de escorrentía.

Las pérdidas por evaporación y transpiración no se consideran en el estudio de eventos extremos, puesto que mientras se produce el fenómeno son insignificantes ante el resto de pérdidas.

Cuanto mayor es la intensidad y el volumen del evento pluviométrico, los fenómenos de interceptación y almacenamiento de depresión disminuyen su importancia, llegando a ser insignificantes en el estudio de precipitaciones de enorme magnitud. De este modo, la infiltración se convierte en la abstracción más significativa.

El proceso de infiltración en un medio poroso no saturado está definido por la ecuación de [Richards \(1931\)](#):

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[ -D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} + K(\theta) \right] + \frac{\partial \theta}{\partial z} + \psi = 0$$

- Z* Profundidad del suelo.
- θ* Contenido de humedad del suelo.
- D* Difusividad suelo-agua.
- K* Conductividad hidráulica del suelo no saturado.
- ψ* Potencial de extracción de agua por las raíces de las plantas.

La infiltración es un proceso altamente no lineal, que depende de las variables recogidas en la ecuación de Richards, que están completamente fuera del alcance de un estudio hidrológico. Además dicha ecuación no tiene solución analítica por lo que sólo es abordable mediante planteamientos numéricos.

El proceso por el cual se determinan las cantidades que escurren se denomina separación del pluviograma, y a la lluvia que pasa a ser escorrentía se le denomina lluvia neta, lluvia efectiva o escorrentía. La importancia de esta separación radica en que la lluvia neta, evaluada sobre una cuenca debe coincidir con la escorrentía superficial recogida en el punto de desagüe. El hietograma neto se convierte en el hidrograma superficial mediante una transformación conservativa.

La capacidad de infiltración decrece siempre con el tiempo, hacia un valor asintótico que coincide con la conductividad hidráulica en saturación, independiente de cualquier otro proceso. El estado de humedad antecedente afecta principalmente a la fase inicial de la infiltración, por lo que su importancia en el estudio de eventos radica en la fijación de los umbrales de escorrentía. El tiempo de encharcamiento ( $T_{en}$ ) definido por [Green y Ampt \(1911\)](#) refleja singularmente estos efectos:

$$T_{en} = \frac{\Delta\theta \cdot H_f}{\gamma \cdot \left( \frac{\gamma}{K_s} - 1 \right)}$$

- $\Delta\theta$     *Diferencia entre el contenido de humedad final e inicial.*  
 $H_f$     *Succión del frente mojanete.*  
 $\gamma$      *Intensidad de la lluvia.*  
 $K_s$     *Conductividad hidráulica en saturación.*

La expresión refleja que la humedad antecedente reduce cuadráticamente el numerador, ya que la succión del frente mojanete también depende de la humedad antecedente. El tiempo de encharcamiento depende inversamente de la intensidad de la lluvia, de modo que el encharcamiento en ocasiones se produce con cantidades de agua muy reducidas si la intensidad es grande, como sucede con las celdas convectivas. De este modo, si una celda convectiva tiene una intensidad dos órdenes de magnitud superior a la intensidad de fondo, el tiempo de encharcamiento se verá reducido en cuatro órdenes de magnitud.

De este modo se explica porqué se precisan grandes precipitaciones durante un día para producir escorrentía, mientras cantidades mucho menores pero concentradas en una hora producen eventos hidrológicos semejantes. Como se deduce de lo expuesto, son numerosos los parámetros que influyen en la generación de la lluvia efectiva a partir de la precipitación. Muchos de ellos son de muy difícil determinación, sobre todo los relacionados con las características del suelo, lo que hace prácticamente imposible su aplicación en la modelación hidrológica. Como consecuencia, una modelación de la infiltración de gran precisión es extremadamente compleja y debemos conformarnos con aproximaciones conceptuales basadas en parámetros fácilmente observables en la cuenca, como son la textura del suelo, la humedad antecedente, el tipo de cubierta vegetal, los trabajos agrícolas, etc.

Como ya se ha mencionado, cuanto mayor es la intensidad y el volumen del evento pluviométrico, los fenómenos de interceptación y almacenamiento de depresión disminuyen su importancia, llegando a ser insignificantes en el estudio de precipitaciones de enorme magnitud. De este modo, la infiltración se convierte en la abstrac-

ción más significativa, despreciándose en muchas ocasiones el resto de abstracciones frente a ella.

En el balance hidrológico de un aguacero, se suele considerar la infiltración como una pérdida de agua para el flujo, aunque una parte del volumen freático, compuesto por las aguas infiltradas, vuelve nuevamente al curso tras un periodo de tiempo más o menos prolongado.

El nivel máximo que un suelo es capaz de absorber se llama *capacidad de infiltración*; la cantidad de precipitación que pasa a través de la superficie del suelo por unidad de tiempo recibe el nombre de *intensidad de infiltración* y, por último, se conoce por *coeficiente de infiltración* la razón entre la intensidad de infiltración y la de la propia precipitación, expresado en tanto por ciento.

Existen diversos métodos para establecer el volumen de precipitación total que no pasa a formar parte de la escorrentía. La mayor parte se basan únicamente en el cálculo mediante formulas empíricas de la infiltración.

Entre los componentes del balance hídrico se encuentra la infiltración  $F$ , que es el más desconocido y puede despejarse, resultando la ecuación:

$$F = B_i + P - E - T - ET - S - R - I_A - B_o$$

$F$ : *Infiltración (Infiltration).*

$B_i$ : *es la frontera de entrada (boundary input), que es esencialmente la salida de las cuencas hidrográficas adyacentes, limitadas por áreas impermeables.*

$B_o$ : *es la frontera de salida (boundary output), que también está relacionada con la escorrentía superficial,  $R$ , dependiendo de donde se elige el punto de salida o puntos de la frontera de salida.*

$P$ : *es la precipitación (precipitation).*

$E$ : *es la evaporación (evaporation).*

$ET$ : *es la evapotranspiración (evapotranspiration).*

$S$ : *es el almacenamiento (storage), que puede ser a través de la retención.*

$I_A$ : *es la abstracción inicial (initial abstraction)<sup>1</sup>, que es el único término de las superficies de almacenamiento tales como charcos, o incluso lagos y estanques de detención en función de su tamaño.*

$R$ : *es la escorrentía superficial (surface runoff).*

Hay que tener en cuenta que, al evaluar alguno de los términos, en ella se puede incluir otro, por ejemplo, al estimar la evapotranspiración en una superficie vegetada, se está incluyendo la evaporación.

<sup>1</sup> Umbral de escorrentía.

En otros casos, la respuesta de alguno de los factores es muy lenta respecto a otros, pudiéndose eliminar del modelo (principio de economía de Ockam). Tal es el caso que estamos tratando de eventos extraordinarios, que se producen en un periodo de tiempo en el cual no se ha producido una respuesta sensible de los procesos de evaporación y evapotranspiración.

A continuación expondremos los métodos para evaluar la infiltración, y que consideramos más representativos, dando prioridad al método del número de curva que es el que se utiliza en este trabajo.

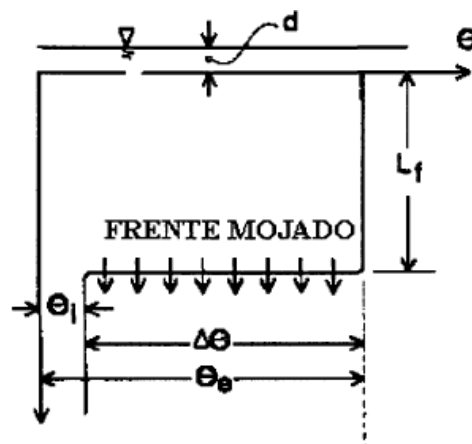
### 2.3.1 MODELO DE GREEN Y AMPT.

En 1911, Green y Ampt desarrollaron un modelo aproximado de infiltración basado en la ley de Darcy. Asumieron flujo vertical, contenido de humedad uniforme en el suelo, un contorno perfectamente definido entre el suelo mojado y el suelo no afectado por la infiltración y que el movimiento del agua se producía de la misma forma que el de un pistón. Su expresión matemática es la siguiente:

$$f(t) = \frac{K_s(d + L_f + \psi)}{L_f}$$

|        |  |
|--------|--|
| $f(t)$ | <i>Infiltración instantánea.</i>                                       |
| $K_s$  | <i>Conductividad hidráulica del suelo saturado.</i>                    |
| $d$    | <i>Altura del agua encharcada sobre la superficie del suelo.</i>       |
| $L_f$  | <i>Profundidad del frente mojado.</i>                                  |
| $\psi$ | <i>Diferencia de presión de humedad del suelo en el frente mojado.</i> |

Figura 2.1. Esquema del modelo conceptual de Green y Ampt.



Con el fin de poder afrontar dicha expresión, se considera que  $d$  es suficientemente pequeña como para poder ser despreciada. El cambio en el contenido de humedad en el frente húmedo  $\Delta\theta$  depende del contenido inicial de humedad  $\theta_i$ , la humedad residual del suelo drenado  $\theta_r$  de la saturación efectiva  $S_e$  y de la porosidad  $\eta$ :

$$\Delta\theta = \theta_e - \theta_i = \theta_e - s_e \cdot \theta_e = (1 - s_e) \cdot \theta_e$$

$$\theta_e = \eta - \theta_r$$

Por lo tanto, considerando que  $L_f = F(t) / \Delta\theta$ , siendo  $F(t)$  el volumen total infiltrado en el instante  $t$ , obtenemos:

$$f(t) = K_s \left[ \frac{\psi \cdot \Delta\theta}{F(t)} + 1 \right]$$

$$F(t) = \int f(t) \cdot dt = K_s \cdot t + \psi \cdot \Delta\theta \cdot \ln \left[ 1 + \frac{F(t)}{\psi \cdot \Delta\theta} \right]$$

Estas ecuaciones, aplicables cuando la altura de agua sobre la superficie del terreno es despreciable, han sido ampliamente utilizadas y experimentadas como consecuencia de los numerosos trabajos de investigación realizados con el fin de relacionar las variables  $\eta$ ,  $\theta_e$ ,  $\psi$  y  $K_s$  con la textura de los suelos. Entre ellos destaca el de [Rawls et al. \(1983\)](#), cuyos resultados se recogen en la [tabla 2.1](#).

Tabla 2.1. Parámetros del modelo de infiltración de Green y Ampt (Rawls et al., 1983)

| Clase de suelo       | Porosidad<br>$\eta$    | Porosidad efectiva<br>$\theta_e$ | Altura de succión<br>del frente mojado<br>$\psi$<br>cm | Conductividad<br>Hidráulica<br>$K$<br>cm/h |
|----------------------|------------------------|----------------------------------|--|--|
| Arena                | 0,437<br>(0,374-0,500) | 0,417<br>(0,354-0,480)           | 4,95<br>(0,97-25,36)                                   | 11,78                                      |
| Arena con loam       | 0,437<br>(0,363-0,506) | 0,401<br>(0,329-0,473)           | 6,13<br>(1,35-27,36)                                   | 2,99                                       |
| Loam arenoso         | 0,453<br>(0,351-0,555) | 0,412<br>(0,283-0,541)           | 11,01<br>(2,67-45,47)                                  | 1,09                                       |
| Loam                 | 0,463<br>(0,375-0,551) | 0,434<br>(0,334-0,534)           | 8,89<br>(1,33-59,38)                                   | 0,34                                       |
| Loam limoso          | 0,501<br>(0,420-0,582) | 0,486<br>(0,394-0,578)           | 16,68<br>(2,92-95,39)                                  | 0,65                                       |
| Loam arcillo-arenoso | 0,398<br>(0,332-0,464) | 0,330<br>(0,235-0,425)           | 21,85<br>(4,42-108,0)                                  | 0,15                                       |
| Loam arcilloso       | 0,464<br>(0,409-0,519) | 0,309<br>(0,279-0,501)           | 20,88<br>(4,79-91,10)                                  | 0,10                                       |
| Loam arcillo-limoso  | 0,471<br>(0,418-0,524) | 0,432<br>(0,347-0,517)           | 27,30<br>(5,67-131,50)                                 | 0,10                                       |
| Arcilla arenosa      | 0,430<br>(0,370-0,490) | 0,321<br>(0,207-0,435)           | 23,90<br>(4,08-140,2)                                  | 0,06                                       |
| Arcilla limosa       | 0,479<br>(0,425-0,533) | 0,423<br>(0,334-0,512)           | 29,22<br>(6,13-139,4)                                  | 0,05                                       |
| Arcilla              | 0,475<br>(0,427-0,523) | 0,385<br>(0,269-0,501)           | 31,63<br>(6,39-156,5)                                  | 0,03                                       |



### 2.3.2 MODELO DE HORTON.

Este modelo calcula la capacidad de infiltración en un suelo homogéneo del agua procedente de un aguacero en función del tiempo. Como resultado a lo largo de todo el aguacero nos proporciona el volumen total de agua infiltrada en el suelo. Su expresión matemática es la siguiente:

$$f(t) = f_c + (f_o - f_c) \cdot e^{-kt}$$

$$F(t) = f_c \cdot t - \left(\frac{1}{k}\right) \cdot (f_o - f_c) \cdot (-e^{-kt+1})$$

- $f_c$     *Capacidad final o mínima de infiltración del suelo.*
- $f_o$     *Capacidad inicial o máxima de infiltración.*
- $t$       *Tiempo desde el inicio de la lluvia.*
- $k$       *Coficiente de reducción.*

La aplicación de este método requiere el conocimiento de  $f_o$ ,  $f_c$  y  $k$ . Para su determinación existen diversas tablas que relacionan sus valores con características del suelo como el Grupo Hidrológico del USDA SCS (Musgrave, 1955), el Grupo Hidrológico del USDA SCS y el tipo de cubierta vegetal (Terstriep, 1974) o la textura y otras propiedades del suelo (Huber et al., 1981). Estas tablas son muy poco específicas y proporcionan rangos de valores muy amplios, por lo que su aplicación suele ser muy limitada.

### 2.3.3 MODELO DE PHILIP.

Se trata de una evolución del modelo de Horton. Mide la capacidad de infiltración del agua en el suelo en función del tiempo y la profundidad total a la que llega la infiltración. Su expresión matemática es la siguiente:

$$f(t) = \frac{1}{2} \cdot s \cdot t^{-\frac{1}{2}} + K'$$

$$F(t) = s \cdot t^{\frac{1}{2}} + K' \cdot t$$

- $S$       *Parámetro función del potencial de humedad del suelo.*
- $T$       *Tiempo desde el inicio de la lluvia.*
- $K'$      *Parámetro próximo a la conductividad hidráulica saturada.*

### 2.3.4 MODELO DE HOLTAN.

Este modelo presenta la capacidad de infiltración como un fenómeno exponencial decreciente que tiende a una tasa constante. Su expresión matemática es:

$$f(t) = 0,69 \cdot c_a \cdot S_a^n + f_c$$

- $c_a$  Capacidad de infiltración por unidad de almacenamiento.
- $S_a$  Almacenamiento de agua disponible en el horizonte superior.
- $n$  Coeficiente función de la textura del suelo. Su valor medio es 1,4.
- $f_c$  Capacidad final o mínima de infiltración del suelo.

Esta formula, que fue definida originalmente en 1961, tiene un marcado carácter empírico. Su forma inicial fue modificada en 1975 para incluir un índice de crecimiento de la vegetación que depende del tipo de cultivo, que nos permite obtener variaciones estacionales de la infiltración y que fue la ecuación utilizada en el modelo USDAHL desarrollado para el USDA SCS.

Para obtener los valores de la capacidad de infiltración por unidad de almacenamiento  $C_a$  hay que recurrir a la bibliografía del autor; los valores de  $f_c$  se pueden encontrar en tablas como la de [Musgrave \(1955\)](#) mencionadas anteriormente.

### 2.3.5 MODELO DEL UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS.

Este modelo, puramente empírico, fue creado en 1966 y ha sufrido varias revisiones en 1973, 1981 y 1985. Establece una regresión no lineal entre la capacidad de infiltración y la precipitación. El modelo esta diseñado para cuencas hidrográficas de tamaños medios. Su expresión matemática es:

$$f(t) = k \cdot \gamma^x \quad k = k_o \cdot c^{[F(t)/10]}$$

- $k$  coeficiente de reducción en función de la humedad del suelo.
- $k_o$  valor de  $k$  al comienzo de la tormenta.
- $\gamma$  intensidad de la lluvia.
- $x$  exponente que varía entre 0 y 1 según las características de la cuenca.
- $c$  coeficiente tabulado.

Los valores usuales del exponente  $x$  varían entre 0,3 y 0,9, siendo el valor más común en la práctica el de 0,7. El coeficiente  $k$  decrece con el aumento de la humedad del suelo durante la tormenta. Todos los valores se obtienen de tablas y gráficos proporcionados por el propio modelo HEC.

### 2.3.6 LEY DE DARCY-BUCKINGHAM.

En 1907 Buckingham observó que la ley de Darcy podía ser extendida para describir el flujo en un medio poroso no saturado.

$$v_x = -K(\theta) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = -K(\theta) \cdot \frac{\partial(\psi + z)}{\partial x}$$

donde la conductividad hidráulica es una función del contenido de humedad,  $\theta$ , y de la succión,  $\psi$ . El contenido de humedad,  $\theta$ , y la conductividad hidráulica,  $K$ , son funciones de la altura de presión,  $\psi$  (succión). De esta forma, la caracterización de un suelo requiere la determinación de ambas relaciones funcionales  $\theta(\psi)$  (Capacidad hidráulica) y  $K(\psi)$  o  $K(\theta)$  (Conductividad hidráulica).

### 2.3.7 MÉTODO DEL NÚMERO DE CURVA DEL USDA SCS.

En 1954 el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de EE.UU. (Natural Resources Conservation Service, NRCS), originalmente llamado Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service, SCS) desarrolló un método sencillo para calcular la lluvia efectiva como una función de la lluvia acumulada, la cobertura del suelo, el uso del suelo y las condiciones de humedad.

El método ha sufrido varias revisiones en 1956, 1964, 1965, 1971, 1972, 1985 y 1993. Desde su origen el método tuvo gran apoyo por parte de las agencias gubernamentales norteamericanas, por lo que se extendió rápidamente a otros países. En España, comienza a aplicarse en 1968 por el Instituto Nacional de Colonización (Ministerio de Agricultura) y su uso se generaliza a partir de 1978, tras la primera publicación por el MOP del manual "Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales" y sus revisiones posteriores. Actualmente la norma de drenaje de carreteras ([Dirección General de Carreteras, 1990](#)) está basada en este método.

La experiencia en la aplicación de este método es muy grande, tanto en el ámbito profesional como científico. Continuamente aparecen nuevas aportaciones al mismo siendo las más recientes las de [Bosznay \(1989\)](#), [Hjemfeit \(1991\)](#), [Hawkins \(1993\)](#) y [Steenhuis et al. \(1995\)](#). [Ponce \(1996\)](#) realiza una amplia revisión de la evolución histórica del método, de sus virtudes y de sus defectos. Tras la misma se pregunta si realmente el método del NC ha alcanzado la madurez, ante la cual plantea nuevas líneas de investigación para conseguir un mejor conocimiento de su comportamiento.

A diferencia de los anteriores que calculaban la infiltración, el método del NC estima la escorrentía superficial que se produce durante un aguacero, por lo que indi-

rectamente calcula todas las abstracciones a la precipitación, sin diferenciar entre ellas. El método es el resultado de más de 20 años de estudios por parte del USDA SCS sobre la relación entre la precipitación y la escorrentía en eventos aislados a partir de datos recogidos en numerosas pequeñas cuencas de Norteamérica. En el [TR-55](#) puede consultarse una descripción de la aplicación del método. En [Kumar y Singh \(2003\)](#) se realiza una síntesis de las modificaciones, variantes y aplicaciones de éste método.

Este método, muy difundido a nivel mundial, es el que hemos adoptado en este trabajo para la modelización de la transformación lluvia-escorrentía, por lo que en el [capítulo 5](#) realizamos una amplia descripción tanto de sus principios como de las distintas adaptaciones realizadas hasta la fecha, así como de su aplicabilidad en España gracias a los trabajos de distintos investigadores.

## 2.4 MODELOS DE GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS.

El hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica tal como nivel de agua, caudal, carga de sedimentos, etc. para un río, arroyo o canal, si bien típicamente representa el caudal frente al tiempo; esto es equivalente a decir que es el gráfico de la descarga ( $m^3/s$ ) de un flujo en función del tiempo. Éstos pueden ser hidrogramas de tormenta, hidrogramas anuales etc.

Los hidrogramas son útiles, entre otras cosas, para comparar los tiempos de descarga y caudales pico de varias corrientes o cuencas hidrográficas, para así conocer las diferencias entre sus capacidades de respuesta ante avenidas.

El Hidrograma Unitario (*unit hydrograph*) es una curva básica de respuesta a una unidad de precipitación que describe la forma en que una cuenca devuelve un *input* de lluvia distribuido en el tiempo. Se basa en el principio de que dicha relación entrada-salida es lineal, es decir, que pueden sumarse linealmente. Se consigue a partir de un *Hidrograma en S* que a su vez viene del desglose de varias tormentas y sus hidrogramas reales registrados.

El Hidrograma Sintético (*synthetic hydrograph*) es un Hidrograma unitario estimado en base a fórmulas que incluyen parámetros físicos de la cuenca en estudio como área, longitud del cauce principal, pendiente promedio y otros. Estos hidrogramas sintéticos son simulados, artificiales y su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico.

### 2.4.1 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO.

El método del hidrograma unitario es uno de los métodos utilizados en hidrología, para la determinación del caudal producido por una lluvia en una determinada cuenca hidrográfica.

Si fuera posible que se produjeran dos lluvias idénticas sobre una cuenca hidrográfica cuyas condiciones antes de la precipitación también fueran idénticas, sería de esperar que los hidrogramas correspondientes a las dos lluvias también fueran iguales. Esta es la base del concepto de hidrograma unitario. En la realidad es muy difícil que ocurran lluvias idénticas, éstas pueden variar su duración, el volumen precipitado, su distribución espacial, su intensidad.

Un hidrograma unitario es una función  $Q = f(t)$ , resultante de un escurrimiento correspondiente a un volumen unitario (1 cm de lluvia por la cuenca) proveniente de una lluvia con una determinada duración y determinadas características de distribución en la cuenca hidrográfica. Se admite que los hidrogramas de otras lluvias, de duración y distribución semejantes, presentarán el mismo tiempo de base, y con ordenadas de caudales proporcionales al volumen de fluido.

Se puede construir un hidrograma unitario a partir de los datos de precipitación y de caudales referentes a una lluvia de intensidad razonablemente uniforme y sin implicaciones resultantes de lluvias anteriores o posteriores. El primer paso es la separación del escurrimiento subterráneo del escurrimiento superficial directo. Se calcula el volumen de fluido y se determinan las ordenadas del hidrograma unitario dividiendo las ordenadas del hidrograma directo, por la altura de escurrimiento distribuido sobre la cuenca,  $h_{distribuido}$ , expresado en cm.

$$h_{distribuid} = \frac{\int_A^C (Q_{tot} - Q_{base}) dt}{A_{drenaje}}$$

El hidrograma unitario resultante corresponde al volumen de un centímetro de escurrimiento. El paso final es la selección de la duración específica de una lluvia, con base en el análisis de los datos de la precipitación. Períodos de baja intensidad de precipitación en el comienzo y al final de la lluvia deben ser despreciados, ya que no contribuyen sustancialmente al escurrimiento.

El hidrograma unitario se puede considerar como un impulso unitario en un sistema lineal. Por lo tanto es aplicable el principio de superposición; 2 cm de escurrimiento producirán un hidrograma con todas las ordenadas dos veces más grandes que aquellas del hidrograma unitario, es decir, la suma de dos hidrogramas unitarios.

Matemáticamente, el hidrograma unitario es la función Kernel  $U(t-T)$

$$q(t) = \int i(t) U(t-T) dt$$

$q(t)$ : función del hidrograma de salida

$i(t)$ : función del hietograma de entrada

El hidrograma unitario se basa los siguientes principios:

- Hidrograma unitario: Hidrograma de volumen unidad producido por una lluvia directa unitaria, distribuida uniformemente sobre el área de la cuenca en un período determinado de tiempo. (Sherman, 1932).
- Principio de constancia del tiempo de base: Para una cuenca receptora dada, la duración de la escorrentía superficial correspondiente a lluvias de la misma duración es constante e independiente de la precipitación. Debe cumplirse  $D_c < 1/3 t_c$ .
- Principio de proporcionalidad o afinidad: Para una cuenca receptora dada, dos chaparrones de intensidad uniforme y la misma duración, pero volúmenes distintos, producen caudales proporcionales a dichos volúmenes.  $I_2/I_1 = q_2/q_1$
- Principio de superposición o de independencia: La distribución temporal de la escorrentía superficial correspondiente a un aguacero tipo es independiente de las precipitaciones de períodos anteriores.
- Principio de linealidad: el hidrograma de una lluvia de duración superior a la duración característica ( $D > D_c$ ) puede obtenerse como suma de los hidrogramas correspondientes a los aguaceros tipo.
- En consecuencia, conocido el hidrograma para una lluvia de duración e intensidad dadas, uniforme en el espacio y el tiempo sobre la cuenca, es posible obtener el hidrograma de una lluvia cualquiera compleja.

La metodología de obtención del hidrograma unitario depende de la disponibilidad de los datos de partida, así existen dos grandes grupos de métodos:

- Métodos de calibración: cuando se tienen datos de precipitación y de escorrentía, mediante algún método matemático se trata de determinar los parámetros con mejor ajuste entre los datos observados y los simulados.
- Hidrogramas sintéticos: Cuando no se tienen datos de caudal, el hidrograma unitario se obtiene a partir de determinadas características de la cuenca. Existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos (Chow et al., 1988).

- Hidrogramas que relacionan sus características tales como caudal pico, flujo de base, etc., con propiedades de la cuenca. Tal es el caso del hidrograma de [Snyder \(1938\)](#).
- Los que se basan en hidrogramas unitarios adimensionales tal como el hidrograma del *Soil Conservation Service* (1972) (SCS).
- Aquéllos basados en modelos de almacenamiento en la cuenca como el hidrograma de [Clark \(1945\)](#).

A partir de finales de los años 70, tras el hidrograma unitario propuesto por [Rodríguez-Iturbe y Valdés \(1979\)](#), se vienen utilizando los denominados geomorfológicos que son aquellos que se obtienen a partir de características hidromorfológicas de la cuenca. Recientemente, [López-Rodríguez et al. \(2007\)](#) proponen nuevos métodos de obtención de hidrogramas unitarios geomorfológicos basados en depósitos o reservorios.

En los siguientes apartados realizaremos una recopilación de los métodos más frecuentemente utilizados.

#### 2.4.2 HIDROGRAMA DE SNYDER.

En 1938, Snyder introdujo el concepto de hidrograma unitario sintético a partir del análisis de un gran número de cuencas en la región de los Apalaches, y obtuvo la siguiente fórmula para el tiempo de desfase ( $T_l$ ) de una cuenca:

$$T_l = C_t \cdot (L \cdot L_c)^{0.3}$$

$T_l$     *Tiempo de desfase (h). Tiempo comprendido entre el centro de gravedad del histograma de lluvia efectiva unitaria y el instante en que se produce el pico del hidrograma.*

$L$     *Longitud del cauce principal (km) desde el punto de salida hasta la divisoria.*

$L_c$     *Longitud del cauce principal (km) desde el punto de salida hasta el punto más cercano al centro de gravedad de la cuenca.*

$C_t$     *Coficiente regional que depende de la pendiente de la cuenca.*

[Taylor y Schwarz \(1952\)](#) dan la siguiente fórmula:

$$C_t = \frac{0.6}{S^{1/2}} \quad S : \text{Pendiente}$$

Los valores habituales de  $C_t$  oscilan entre 1,35 y 1,65.

La evaluación del caudal pico del hidrograma de Snyder viene dado por:

$$Q_p = \frac{2,78C_p A}{T_l}$$

$Q_p$  Caudal punta en  $m^3/s$  correspondiente a 1 cm de lluvia efectiva.

$A$  Área de la cuenca en  $km^2$ .

$T_l$  Tiempo de respuesta o desfase en horas.

$C_p$  Coeficiente empírico regional que oscila entre 0,56 y 0,69.

La duración del hidrograma unitario,  $T_y$ , es lineal respecto al tiempo de desfase

$T_l$ :

$$T_y = \frac{2}{11} T_l$$

Por lo tanto, tenemos que tiempo pico en función del tiempo de desfase:

$$T_p = \frac{1}{2} T_y + T_l = \frac{12}{11} T_l$$

En el ámbito de pronóstico de avenidas, la duración real de la tormenta ( $T_Y$ ) suele ser superior a la estimada, por lo que Snyder introdujo una fórmula para incrementar el tiempo de respuesta con objeto de contabilizar el incremento de duración de la lluvia:

$$T_{ly} = T_l + \frac{T_Y - T_y}{4}$$

$T_{ly}$  Tiempo de respuesta ajustado a la duración de tormenta  $T_y$ .

En la determinación del tiempo de base se incluye el flujo subsuperficial lateral (*interflow*) como parte de la escorrentía directa. El efecto de esta consideración es que el tiempo de base es mayor que el correspondiente a la escorrentía superficial directa únicamente. La fórmula de Snyder para el tiempo de base,  $T_b$ , es:

$$T_b = 72 + 3T_l$$

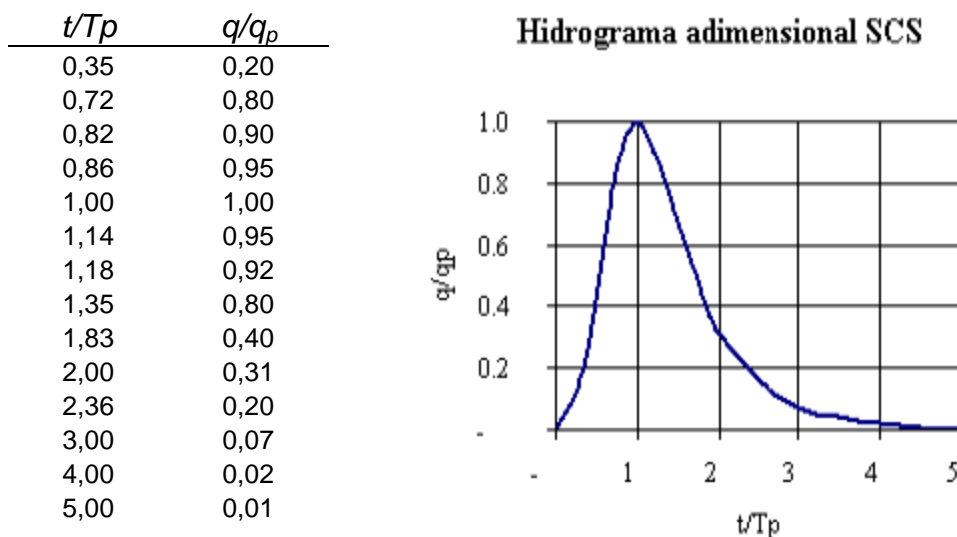


### 2.4.3 HIDROGRAMA ADIMENSIONAL DEL SCS.

El hidrograma adimensional del *Soil Conservation Service* (SCS) es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal  $q$  con respecto al caudal pico  $Q_p$  y el tiempo por la relación del tiempo  $t$  con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario,  $T_p$ .

El hidrograma unitario adimensional puede calcularse para cada cuenca en estudio o puede emplearse el propuesto por el SCS, que se muestra en la [figura 2.2](#), y que ha sido preparado utilizando los hidrograma unitarios de una gran variedad de cuencas.

Figura 2.2. Hidrograma adimensional propuesto por el SCS.



Los valores de  $q/q_p$  y  $T_p$  pueden estimarse empleando el modelo simplificado del hidrograma unitario triangular.

### 2.4.4 HIDROGRAMA SINTÉTICO TRIANGULAR DEL SCS.

Con base en la revisión de un gran número de hidrogramas unitarios, el SCS propone éste donde el tiempo está dado en horas y el caudal en  $m^3/s$ .

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y pérdidas es transitado a través del cauce mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo de recesión,  $t_r$ , puede aproximarse a:

$$t_r = 1,67 T_p$$

Como el área bajo el hidrograma unitario debe ser igual a una escorrentía de 1 cm:

$$q_p = \frac{2,08 A}{T_p}$$

$A$  Área de drenaje en  $Km^2$ .

$T_p$  Tiempo de ocurrencia del pico (horas).

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_p = 0,6 t_c$$

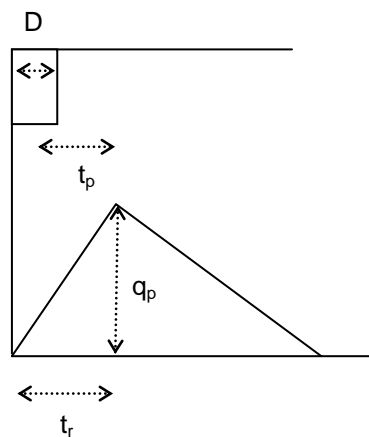
$T_p$  Tiempo de retardo o TLAG, entre el centroide del hietograma y el pico de caudal (horas).

$T_c$  Tiempo de concentración de la cuenca.

El tiempo de ocurrencia del pico,  $T_p$ , puede expresarse como:

$$T_p = \frac{D}{2} + t_p \quad D: \text{duración de la lluvia (horas)}.$$

Figura 2.3. Hidrograma unitario triangular del SCS



Habitualmente, el tiempo de concentración se calcula con la fórmula de Kirpich (en Wanielista, 1977):

$$T_c = 0,066 \cdot \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

$T_c$  Tiempo de concentración (horas).

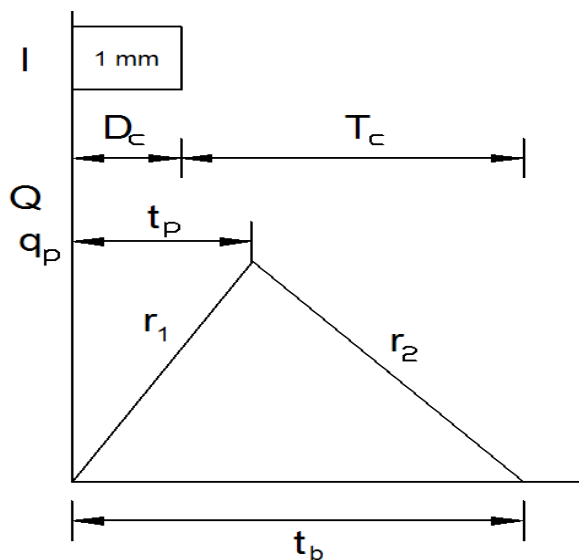
$L$  Longitud del cauce principal (Km).

$S$  Pendiente media del cauce principal (en tanto por uno).

### 2.4.5 HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR DEL MOPU.

En el hidrograma unitario triangular del Ministerio de Obras Públicas se toma el tiempo de concentración como el tiempo para el cual el perfil es estacionario. Tiempo requerido para que, con lluvia uniforme, el 100 % del área de la cuenca esté contribuyendo efectivamente a la escorrentía directa en el punto de control. La fórmula para su cálculo es la de Témez.

Figura 2.4. Hidrograma Unitario Triangular del MOPU.



$$q_p = \frac{S}{1,8 t_b}$$

$$t_b = D_c + T_c$$

$$t_p = \frac{D_c}{2} + 0,35 T_c$$

$$T_c = 0,3 \left( \frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

- $q_p$  Cudal pico ( $m^3/s$ ).  
 $S$  Área de drenaje ( $km^2$ ).  
 $t_p$  Tiempo al pico (h).  
 $t_b$  Tiempo base (h).  
 $T_c$  Tiempo de concentración de la cuenca (h).  
 $D_c$  Duración característica elegida (h).  
 $L$  Longitud del curso principal en km.  
 $J$  Pendiente del curso principal en m/m.

#### **2.4.6 HIDROGRAMA UNITARIO GEOMORFOLÓGICO DE DEPÓSITOS.**

Uno de los métodos más extendidos para simular el hidrograma de escorrentía directa en el ámbito del diseño hidrológico es la técnica del Hidrograma Unitario.

Basándose en un modelo de Hidrograma Unitario que se fundamenta en una asociación de depósitos lineales establecida en función de la red de drenaje de la cuenca, [López-Rodríguez et al. \(2007\)](#), [Goñi et al. \(2008\)](#), proponen una formulación que permite contemplar la variabilidad espacial de la lluvia, con la capacidad de introducir distintos yetogramas registrados en localizaciones diferentes.

Este modelo se ha aplicado en la cuenca de Oiartzun, de 56,6 km<sup>2</sup> de superficie, situada en la parte oriental de la provincia de Guipúzcoa, y en la que se dispone de tres pluviómetros con registro continuo. Dicha cuenca en cuanto a usos, suelos y características físicas es representativa de la zona.

Para evaluar el modelo se han seleccionado cuatro eventos de lluvia. Para estos cuatro eventos se ha aplicado el modelo Hidrograma Unitario Geomorfológico de Depósitos (HUIGD) agregado, introduciendo un yetograma único determinado por polígonos de Thiessen, y la variante del modelo HUIGD distribuido que permite la introducción de los tres yetogramas. Aunque ambos modelos presentan una buena capacidad de simulación, los resultados aportados por el distribuido mejoran en diferentes aspectos a los del agregado.

#### **2.4.7 MÉTODO DE LAS ISOCRONAS.**

El método de las isócronas para el estudio de la translación de la escorrentía transforma un hietograma de lluvia efectiva en un hidrograma de escorrentía directa. La translación de la lluvia neta desde el punto en que se genera hasta el desagüe se calcula mediante el trazado de las isócronas de la cuenca y la elaboración del histograma de áreas contributivas a lo largo del tiempo.

El método de las isocronas es una expresión de uno de los primeros conceptos de escurrimiento en una cuenca. El escurrimiento de diferentes partes de una cuenca de drenaje llega a un punto en la corriente a diferentes tiempos. El primer volumen de agua en salir de la cuenca durante una elevación de la corriente usualmente proviene del área más cercana a la salida de la cuenca. Más tarde, el agua proviene de áreas más grandes en la porción central de la cuenca, y, por último, el agua proviene de zonas alejadas de la cuenca de drenaje. Por lo tanto, la cuenca de drenaje puede dividirse en zonas donde el agua llega secuencialmente al punto de medición.

A las líneas que dividen estas zonas (figura 2.5.a), se les llama isocronas. La distribución de las zonas de isocronas (distribución del espacio en el tiempo) se considera constante en una cuenca determinada para todos los hidrogramas.

A fin de calcular esta distribución, primero es necesario calcular o suponer un tiempo medio de recorrido o una velocidad media del escurrimiento. Las isocronas se dibujan en un mapa de la cuenca, de acuerdo con la velocidad media del flujo en el canal o el tiempo de recorrido medio. Después, se determina el área de cada zona con un planímetro, y se trazan los valores en función del tiempo de retraso correspondiente (figura 2.5.b).

La distribución de área en el tiempo es indicativa del hidrograma para una lluvia uniforme de duración unitaria,  $\Delta t$ , la diferencia de tiempo entre las isocronas. Si hay varios períodos de lluvia, cada uno con un volumen diferente de escurrimiento sobre las diferentes zonas:

$$Q_t \Delta t = A_1 V_t + A_2 V_{t-1} + A_3 V_{t-2} + \dots + A_c V_{t-c+1}$$

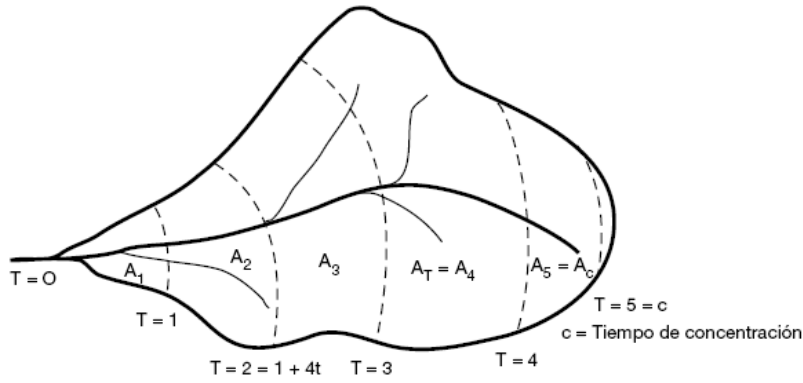
donde  $Q_t$  es el caudal medio durante el período  $\Delta t$  terminando en el tiempo  $t$ , y  $V_t$  es el escurrimiento en una zona durante el mismo período. Debe tenerse cuidado para que las unidades sean uniformes. La figura 2.5.c ilustra el cálculo del hidrograma resultante para tres períodos de escurrimiento uniforme en una cuenca.

El hidrograma resultante refleja las características de retraso de la cuenca. Como el hidrograma real podría ser afectado por el almacenamiento en el canal, el hidrograma calculado con la ecuación anterior debería realizarse teniendo en cuenta el almacenamiento.

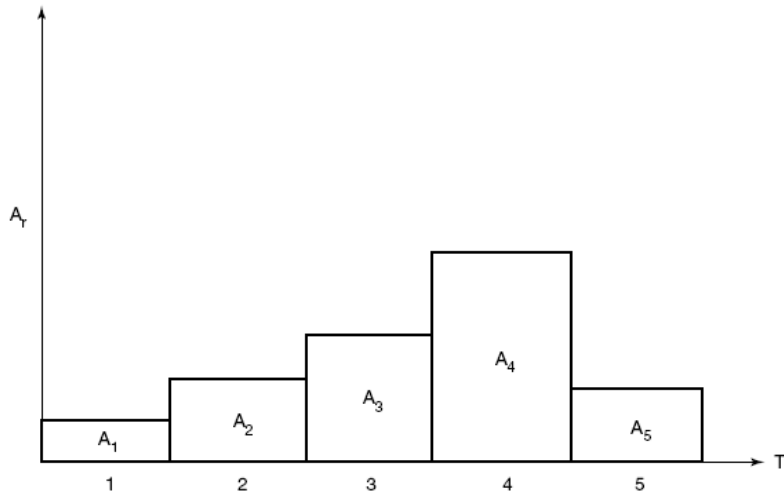
Para ello, puede usarse cualquiera de los métodos sobre tránsito y almacenamiento en cauces. En general, se considera que es ventajoso ajustar las isocronas y los parámetros de propagación por prueba y error para obtener la mejor combinación para la simulación de los hidrogramas observados.

El método de las isocronas permite que se tomen en cuenta las distribuciones no uniformes de lluvia cuando hay suficientes pluviómetros en la cuenca para delinear una configuración lluvia de modo fiable.

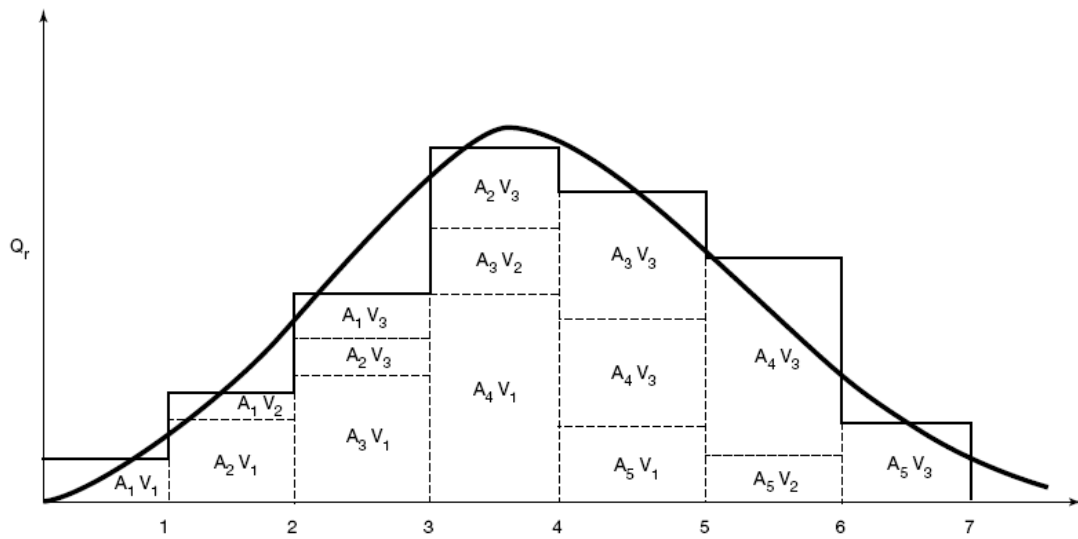
Figura 2.5.- Método de las isocronas (*Organización Meteorológica Mundial, 1994*).



a) Mapa de la cuenca con curvas isocronas



b) Distribución espacio-tiempo



c) Hidrograma resultante

## 2.5 MODELOS DE CIRCULACIÓN DE FLUJOS.

Cuando el flujo pasa por un embalse o recorre un cauce, se produce una variación entre el hidrograma de entrada y el de salida y al fenómeno se le conoce como laminación. Los modelos que tratan de simular el proceso son conocidos como modelos de circulación, tránsito, propagación o laminación, tanto para cauces como para embalses.

Chow et al. (1994) clasificaron los modelos de escurrimiento en hidrológicos e hidráulicos. El primer grupo corresponde a los modelos que consideran solamente el efecto de almacenamiento en el escurrimiento y el segundo grupo considera los que usan las ecuaciones de Saint Venant. La clasificación inicial de Chow ha sido modificada, dando lugar a los Modelos de Onda Cinemática, Modelos Difusivos y Modelos Hidrodinámicos.

Los Métodos Hidrológicos o de almacenamiento son los más numerosos y los más simples para realizar el traslado de la onda de crecida. Su nombre se debe a que se basan en el concepto de almacenamiento del flujo y no incluyen los efectos de la resistencia al flujo.

En un sistema hidrológico, la entrada  $I(t)$  y la salida  $Q(t)$  se relacionan mediante la ecuación de continuidad:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dS(t)}{dt}$$

|         |   |
|---------|---|
| $dS/dt$ | <i>Variación del almacenamiento.</i>                        |
| $I(t)$  | <i>Hidrograma de entrada en la sección de aguas arriba.</i> |
| $Q(t)$  | <i>Hidrograma de salida en la sección de aguas abajo.</i>   |

Si el hidrograma de entrada es conocido, la ecuación de continuidad no puede ser resuelta directamente para obtener el hidrograma de salida, porque tanto  $Q$  como  $S$  son incógnitas. Para resolver el sistema es necesario introducir una nueva función (*función de almacenamiento*) que relacione el almacenamiento  $S$  con los caudales de entrada  $I$  y de salida  $Q$ :

$$S = f(I, Q)$$

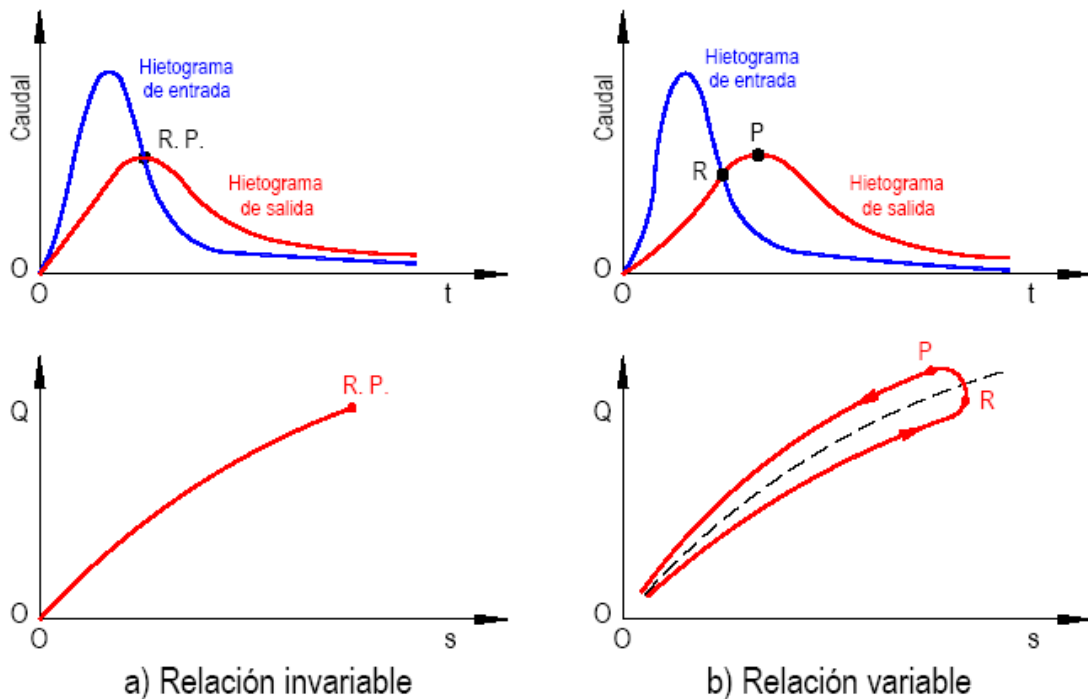
La forma específica de la función de almacenamiento depende de la naturaleza del sistema que está siendo analizado, como veremos en los apartados siguientes.

El tránsito a través de embalses utilizando el *método de la piscina nivelada*, en el cual el almacenamiento es una función no lineal de  $Q$  solamente,  $f(Q)$  se determina relacionando el almacenamiento y la salida del embalse con el nivel del agua en éste.

En el *método de Muskingum* para el tránsito en canales, el almacenamiento se relaciona linealmente con  $I$  y con  $Q$ .

La relación entre el caudal de salida y el almacenamiento en un sistema hidrológico puede ser *invariable* o *variable* (Chow et al., 1994), tal como se muestra en la figura 2.6.

Figura 2.6.- Relación entre caudal y almacenamiento (Chow et al., 1994).



Cuando la relación es invariable, el pico de salida ocurre cuando el hidrograma de salida interseca el hidrograma de entrada, debido a que el máximo almacenamiento ocurre cuando  $dS/dt = I - Q = 0$ . Los puntos correspondientes al almacenamiento máximo,  $R$ , y el máximo flujo de salida,  $P$ , coinciden.

La relación variable se aplica a embalses largos y angostos y a canales abiertos o corrientes, donde el perfil de la superficie de agua puede ser significativamente curvo debido a efectos de remanso.



La cantidad de almacenamiento debida a la curva de remanso depende de la tasa de cambio temporal del flujo a través del sistema. La relación resultante entre el caudal y el almacenamiento del sistema no es una función con un valor único sino que exhibe una curva usualmente en forma de un ciclo (*loop*), dependiendo de las características de almacenamiento del sistema.

Debido al efecto de retardo causado por la curva de remanso, el pico de caudal de salida ocurre después del momento en el cual se intersectan los hidrogramas de entrada y de salida tal como se muestra en la [figura 2.6.b](#), donde los puntos *R* y *P* no coinciden.

Si el efecto de curva de remanso no es significativo, el ciclo puede reemplazarse por una curva promedio representada por la línea discontinua en la figura. Entonces, los métodos de tránsito de piscina horizontal también pueden aplicarse en forma aproximada para el tránsito con una relación caudal-almacenamiento variable.

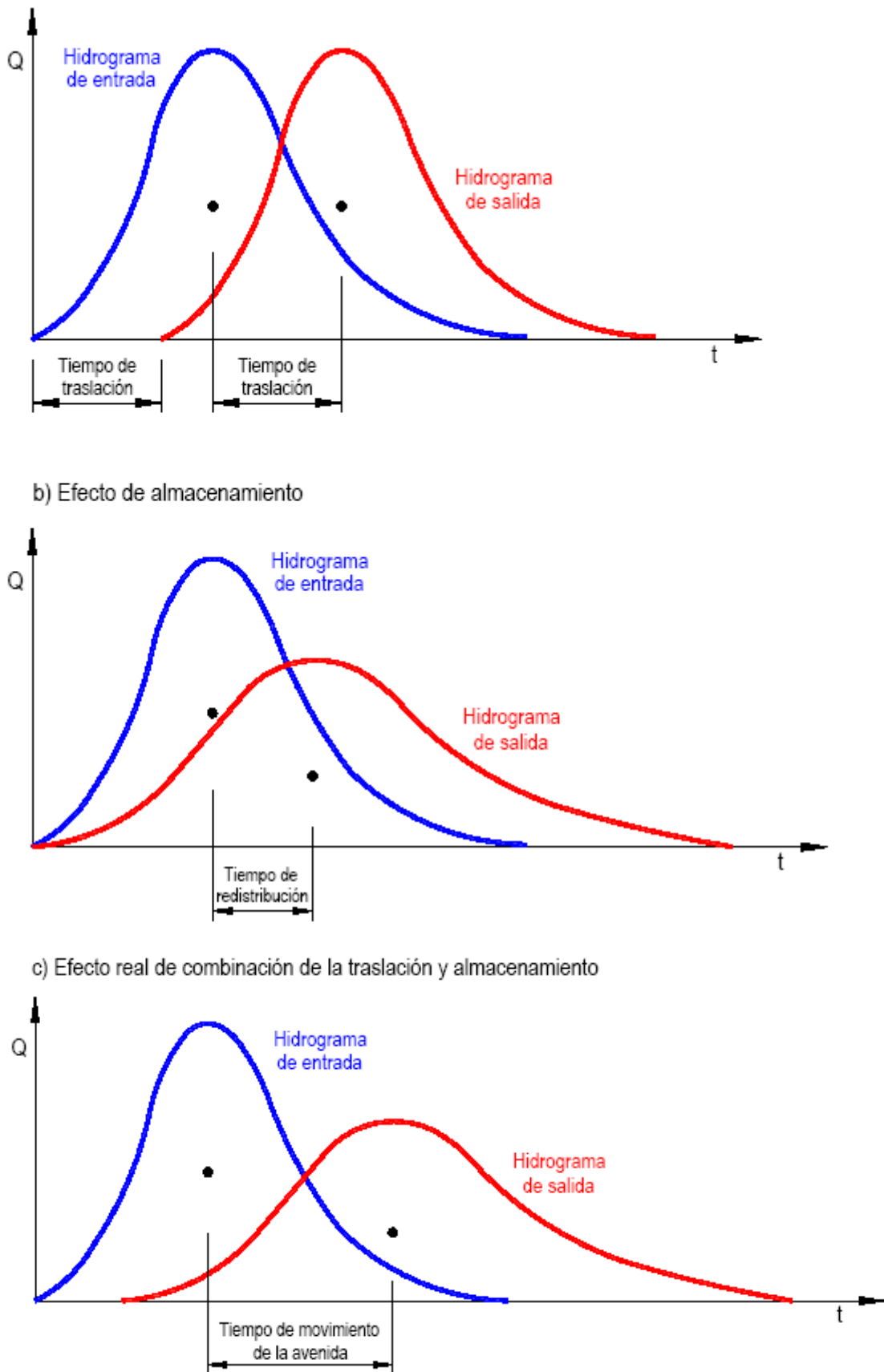
La discusión precedente indica que el efecto del almacenamiento es redistribuir el hidrograma moviendo el centroide del hidrograma de entrada hasta el centroide del hidrograma de salida en un *tiempo de redistribución*.

En canales muy largos, toda la onda de crecida viaja también una distancia considerable, y el centroide de su hidrograma también puede moverse en un periodo mayor que el tiempo de redistribución. El tiempo adicional también puede considerarse como el *tiempo de traslación*.

Como se muestra en la [figura 2.7](#), el *tiempo total de movimiento de la crecida* entre los centroides de los hidrogramas de entrada y de salida, es igual a la suma del tiempo de redistribución y del tiempo de traslación. El proceso de redistribución modifica la forma del hidrograma, mientras que el proceso de traslación cambia su posición.

Si se produce desbordamiento del canal, el valle actúa como un gran componente de almacenamiento. Durante las grandes avenidas el canal y el valle almacenan una parte considerable del volumen total de escorrentía generada en las laderas por los aguaceros intensos.

Figura 2.7.- Interpretación conceptual del tiempo de movimiento en crecidas.



### 2.5.1 MODELOS DE TRÁNSITO EN EMBALSES.

El modelo más representativo para simular el tránsito en embalses es el de piscina nivelada o *puls* (pulso).

El método de piscina nivelada es un procedimiento para calcular el hidrograma de caudal de salida desde un embalse con superficie de agua horizontal, dado su hidrograma de entrada y sus características de almacenamiento-caudal de salida.

El tiempo se divide en intervalos de duración  $\Delta t$ . La ecuación de continuidad se integra sobre cada intervalo de tiempo:

$$\int_{S^{(j)}}^{S^{(j+1)}} dS = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t)dt \quad [2.5.1.1]$$

Si la variación de los caudales de entrada y salida a lo largo del intervalo es aproximadamente lineal, la ecuación 2.5.1.1 puede escribirse como:

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t \quad [2.5.1.2]$$

Ambos valores  $I$  son dados o conocidos. Los valores  $Q_j$  y  $S_j$  se conocen gracias a los cálculos hechos en el intervalo anterior. Por consiguiente, la ecuación 2.5.1.2 contiene dos incógnitas  $Q_{j+1}$  y  $S_{j+1}$ , las cuales pueden aislarse transformando la ecuación 2.5.1.2 hasta la siguiente:

$$\left[ \frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right] = I_j + I_{j+1} + \left[ \frac{2S_j}{\Delta t} + Q_j \right] \quad [2.5.1.3]$$

Para calcular  $Q_{j+1}$  se necesita una función de almacenamiento-caudal de salida que relacione  $2S/\Delta t + Q$  y  $Q$ . Ahora nos interesa un método para desarrollar esta función utilizando las relaciones elevación-almacenamiento y elevación-caudal de salida. La relación elevación-almacenamiento puede determinarse mediante estudios con la topografía del vaso. La relación elevación-caudal se deduce de las ecuaciones hidráulicas que relacionan carga y caudal como son las ecuaciones de los vertederos y otras estructuras de salida. El valor  $\Delta t$  se toma como el intervalo de tiempo del hidrograma de entrada. Para un valor de la elevación de la superficie de agua, se determinan los valores de almacenamiento  $S$  y del caudal de salida  $Q$ , después se calcula el valor de  $2S/\Delta t + Q$  y se obtiene una serie de pares de valores que representan una función discreta.

Durante el tránsito de caudal a través del intervalo de tiempo  $j$ , todos los términos de la parte derecha de la ecuación 2.5.1.3 se conocen, y toda la parte de la izquierda ya puede obtenerse de la función discreta. El valor correspondiente  $Q_{j+1}$  puede determinarse a partir de la función discreta mencionada o por interpolación lineal de la tabla correspondiente. Con el fin de preparar la información para el siguiente intervalo de tiempo, debe usarse la siguiente ecuación:

$$\left[ \frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1} \right] = \left[ \frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right] - 2Q_{j+1} \quad [2.5.1.4]$$

Después de realizar los cálculos con la ecuación (2.5.1.4) el proceso se repite para los subsiguientes períodos de tránsito.

## 2.5.2 MODELOS DE CIRCULACIÓN POR CAUCES.

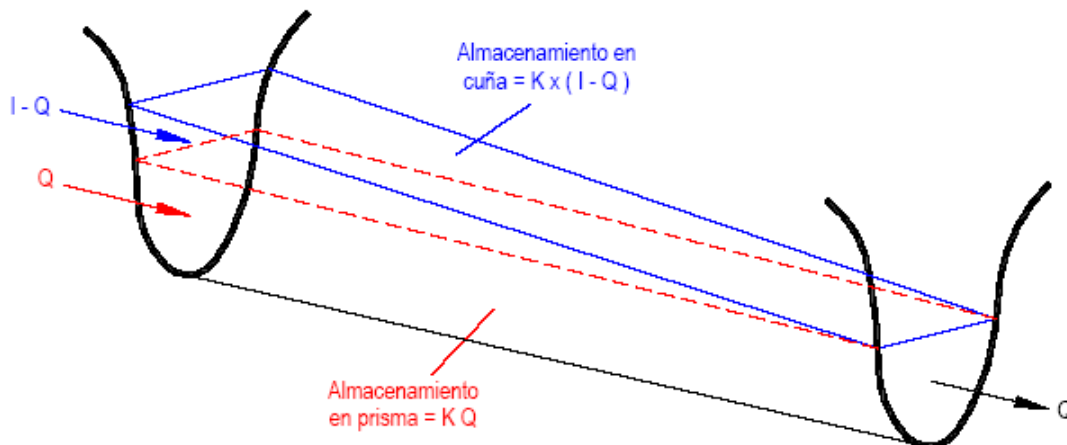
El procedimiento básico de propagación de crecidas es el Método Muskingum en sus diferentes versiones:

- Muskingum: Modelo de tránsito agregado.
- Muskingum-Cunge: Modelo de tránsito de onda cinemática (distribuido) lineal y no lineal.

### 2.5.2.1 MÉTODO MUSKINGUM.

El método de Muskingum (Chow et al., 1994, Singh, 1992, Wanielista 1997, Viessman y Lewis, 2003), modela el almacenamiento volumétrico de la crecida en un canal o río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y de prisma.

Figura 2.8.-Almacenamiento por prisma y por cuña en un canal.



Durante el avance de la onda de crecida, el caudal de entrada es mayor que el de salida, dándose un almacenamiento por cuña. Durante la recesión, el caudal de salida es mayor que el de entrada resultando una cuña negativa. Adicionalmente existe un almacenamiento por prisma que está formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del tramo considerado.

Suponiendo que el área de la sección transversal del flujo es directamente proporcional al caudal, el volumen de almacenamiento por prisma es igual a  $KQ$  donde  $K$  es un coeficiente de proporcionalidad, y el volumen de almacenamiento por cuña es igual a  $KX(I-Q)$ , donde  $X$  es un factor de ponderación dentro del rango  $0 \leq X \leq 0,5$ . El almacenamiento total es por consiguiente la suma de dos componentes:

$$S = KQ + KX(I - Q) \quad [2.5.2.1]$$

Esta ecuación puede reordenarse para dar la *función de almacenamiento para el método de Muskingum* y que representa un modelo lineal para el tránsito de caudales en corrientes:

$$S = K[XI + (1 - X)Q] \quad [2.5.2.2]$$

El valor de  $X$  depende de la forma del almacenamiento por cuña, y varía desde 0 para un almacenamiento tipo embalse hasta 0,5 para una cuña completamente desarrollada. Cuando  $X=0$ , no existe cuña y por tanto no existe curva de remanso. Éste es el caso para un embalse de piscina nivelada, y la ecuación 2.5.2.2 representa un modelo de embalse lineal  $S=KQ$ .

El parámetro  $K$  es el tiempo de tránsito de una onda de crecida a través del tramo del canal.

Los valores de almacenamiento en el tiempo  $j$  y  $j+1$ , pueden escribirse respectivamente como:

$$S_j = K[XI_j + (1 - X)Q_j] \quad [2.5.2.3]$$

$$S_{j+1} = K[XI_{j+1} + (1 - X)Q_{j+1}] \quad [2.5.2.4]$$

Con estas dos últimas ecuaciones, el cambio del almacenamiento durante el intervalo de tiempo  $\Delta t$  es:

$$S_{j+1} - S_j = K \{ [XI_{j+1} + (1 - X)Q_{j+1}] - [XI_j + (1 - X)Q_j] \} \quad [2.5.2.5]$$

El cambio en el almacenamiento también puede expresarse utilizando la ecuación 2.5.5.2 como:

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t \quad [2.5.2.6]$$

Combinando las ecuaciones 2.5.2.5 y 2.5.2.6 y simplificando, se obtiene la ecuación de tránsito para el método de Muskingum :

$$Q_{j+1} = C_1 I_{j+1} + C_2 I_j + C_3 Q_j \quad [2.5.2.7]$$

Donde: 
$$C_1 = \frac{-KX + \frac{\Delta t}{2}}{K - KX + \frac{\Delta t}{2}} \quad C_2 = \frac{KX + \frac{\Delta t}{2}}{K - KX + \frac{\Delta t}{2}} \quad C_3 = \frac{K - KX - \frac{\Delta t}{2}}{K - KX + \frac{\Delta t}{2}} \quad [2.5.2.8]$$

Nótese que  $C_1 + C_2 + C_3 = 1$

Si no se tienen hidrogramas de entrada y de salida, una forma de evaluar los parámetros K y X es la propuesta por [Wanielista \(1997\)](#), a partir de la velocidad media  $v_m$  :

$$K = \frac{\Delta X}{v_m} \quad X = \frac{v_m}{v_m + 1,7}$$

### 2.5.2.2 MÉTODO MUSKINGUM-CUNGE.

[Cunge \(1969\)](#) combinó métodos hidráulicos de onda cinemática con la simplicidad del método de Muskingum. Para ello, calcula los dos parámetros utilizadas en el método de Muskingum, K y X, mediante parámetros hidráulicos del cauce.

$$K = \frac{\Delta X}{c} \quad X = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{Q}{B S_0 c \Delta x} \right]$$

|            |  |
|------------|--|
| $\Delta x$ | Longitud del tramo de cauce considerado. |
| $c$        | Celeridad = $5/3 \cdot v_m$ .            |
| $v_m$      | Velocidad media.                         |
| $S_0$      | Pendiente media del cauce.               |
| $Q$        | Caudal                                   |
| $B$        | Anchura del cauce.                       |

El tramo estudiado se dividirá en subtramos, de modo que el caudal de salida de cada uno de ellos será el caudal de entrada del siguiente tramo.

La velocidad media en el tramo puede evaluarse con la fórmula de Manning:

$$v_m = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad R_h = \frac{S}{P}$$

|       |                                      |       |                            |
|-------|--------------------------------------|-------|----------------------------|
| $R_h$ | Radio hidráulico.                    | $S$   | Superficie mojada.         |
| $P$   | Perímetro mojado.                    | $S_0$ | Pendiente media del cauce. |
| $n$   | Coeficiente de rugosidad de Manning. |       |                            |

Otra forma de desarrollar el método de Muskingum-Cunge es mediante el *Número de Courant-Friedrich-Lewy*<sup>2</sup>,  $C$ , y el *número de célula de Reynolds*<sup>3</sup>,  $D$ .

$$C = c \frac{\Delta t}{\Delta x} \qquad D = \frac{Q}{B S_0 c \Delta x}$$

Combinando estas ecuaciones con las ecuaciones 2.5.2.8 quedan las siguientes ecuaciones para  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$ :

$$C_1 = \frac{-1 + C + D}{1 + C + D} \qquad C_2 = \frac{1 + C - D}{1 + C + D} \qquad C_3 = \frac{1 - C + D}{1 + C + D} \qquad [2.5.2.9]$$

## 2.6 MÉTODOS SIMPLIFICADOS.

Además de los modelos vistos hasta ahora, existen modelos simplificados (conocidos como *black box*) que determinan, únicamente, el caudal punta a partir de unas pocas propiedades de la cuenca, entre ellos está el método racional que en España es muy popular por estar contemplado en la Instrucción 5.2-IC de drenaje superficial ([Dirección General de Carreteras, 1990](#)). Queremos introducir este modelo porque más adelante será utilizado como para contrastar con otros más sofisticados.

El método racional ([Mulaney, 1850](#); [Kuichling, 1889](#); [Lloyd-Davies, 1906](#)), es un método empírico y aplicable en general a pequeñas cuencas y, mediante determinadas modificaciones, a cuencas medianas. Mediante este método, se puede estimar el caudal  $Q$  de avenida a partir del tiempo de concentración de la cuenca.

El método racional proporciona el caudal de avenida en el punto de desagüe de la cuenca a partir de la fórmula:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6}$$

|     |   |
|-----|---|
| $Q$ | Caudal punta correspondiente a un determinado periodo de retorno ( $m^3/s$ ).   |
| $I$ | Máxima intensidad media de precipitación, correspondiente al periodo de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración ( $mm/h$ ). |
| $A$ | Superficie de la cuenca ( $Km^2$ ).   |
| $C$ | Coeficiente de escorrentía.   |

<sup>2</sup> En matemáticas, la *condición de Courant-Friedrichs-Lewy* (condición CFL) es una condición de convergencia de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales resueltas mediante ciertos algoritmos (no confundir con *estabilidad numérica*). Como consecuencia de esta condición, el paso de tiempo debe ser inferior a un cierto valor, de lo contrario la simulación producirá resultados incorrectos.

<sup>3</sup> El *número de célula de Reynolds* se define como la relación entre la difusividad física,  $Q/(2 B S_0)$  y la difusividad numérica,  $c \Delta x/2$ .

### 2.6.1 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA.

Tanto para el cálculo de la intensidad  $I$  como el coeficiente de escorrentía  $C$  de la fórmula racional, se necesita conocer el valor de la máxima precipitación diaria  $P_d$  (mm) correspondiente al período de retorno de cálculo.

La estimación puede hacerse a partir de los planos de isoyetas de máximas precipitaciones diarias (isomáximas) trazadas de acuerdo con valores de las lluvias puntuales de un mismo período de retorno en las diversas estaciones pluviométricas i.e. del [Mapa de Precipitaciones Máximas Diarias en la España Peninsular del Ministerio de Fomento](#).

### 2.6.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

Para aplicar el método racional, en España siguiendo la Instrucción 5.2.-IC, el tiempo de concentración se calcula con la siguiente fórmula (conocida como fórmula de Témez, autor de la Instrucción):

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

- $T_c$       *Tiempo de concentración (horas).*  
 $L$         *Longitud del cauce principal (Km).*  
 $j$          *Pendiente media del cauce principal (en tanto por uno).*

### 2.6.3 LEY INTENSIDAD - DURACIÓN.

Para la determinación del valor de la intensidad de precipitación ( $I_t$ ) asociada al tiempo de concentración de la cuenca, se utiliza la siguiente fórmula:

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

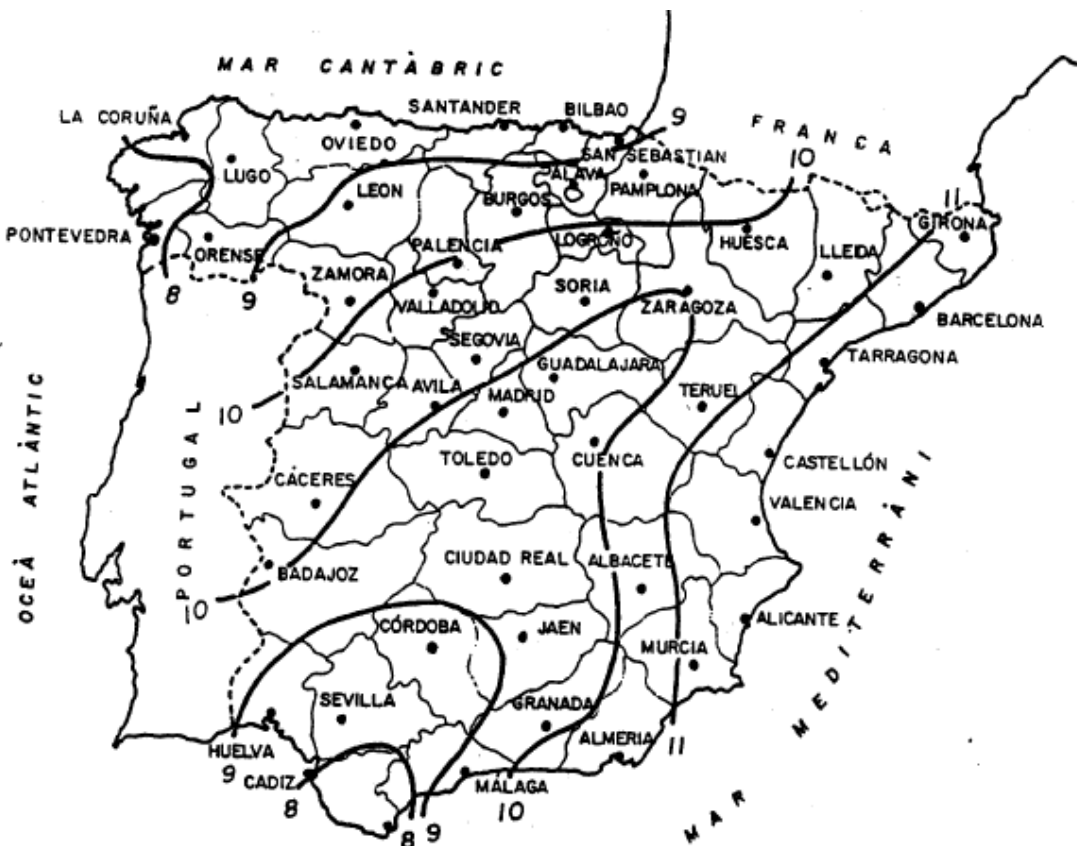
- $I_t$ :      *Intensidad media (mm/h) asociada al tiempo  $t_c$ .*  
 $I_d$ :      *Intensidad media diaria máxima (mm/h) para el periodo de retorno considerado. A partir de los valores de  $P_d$  (precipitación diaria máxima modificada), se obtiene como  $I_d = P_d/24$ .*



$I_1/I_d$ : Parámetro que representa la relación entre la intensidad horaria y la diaria, con el mismo periodo de retorno. Se obtiene consultado el mapa de isolíneas  $I_1/I_d$  que se incluye en la “Instrucción 5.2.-I.C.”, y que se presenta a continuación.

$t_c$ : Duración del intervalo al que se refiere  $I$ , que se tomará igual al tiempo de concentración ( $h$ ).

Figura 2.9. Mapa del parámetro  $I_1/I_d$ . Fuente: “Instrucción 5.2.-I.C.: Drenaje Superficial”



#### 2.6.4 DETERMINACIÓN DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA.

El umbral de escorrentía  $P_0$  puede determinarse a partir de las tablas que se dan en la instrucción 5.2-IC que provienen de las tablas de número de curva del SCS y que han sido adaptadas para España. También puede ser obtenido de la cobertura de Ferrer (2003) que, como ya hemos mencionado, adapta la tabla del SCS a la cobertura de usos del suelo del Proyecto Corine Land Cover.

Si se quiere tener en cuenta las condiciones antecedentes de humedad (AMC), el umbral de escorrentía obtenido ha de ser multiplicado por un coeficiente corrector que refleja la variación regional de la humedad habitual en el suelo al comienzo de aguaceros significativos, e incluye una mayoración (del orden del 100 por 100) para evitar sobrevaloraciones del caudal de referencia a causa de ciertas simplificaciones del tratamiento estadístico del método hidrometeorológico, el cual ha sido contrastado en distintos ambientes de la geografía española.

Figura 2.10. Coeficiente corrector para el umbral de escorrentía. Fuente: Instrucción 5.2.-I.C.



### 2.6.5 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.

El coeficiente de escorrentía se determina mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{\left[ \frac{P_d}{P_o} - 1 \right] \times \left[ \frac{P_d}{P_o} + 23 \right]}{\left[ \frac{P_d}{P_o} + 1 \right]^2} \quad \text{para } P_d > P_o$$

$$C = 0 \quad \text{para } P_d \leq P_o$$

$C$  Coeficiente de escorrentía.

$P_d$  Precipitación total diaria correspondiente a dicho período de retorno.

$P_o$  Umbral de escorrentía.

El parámetro  $P_o$  define el umbral de precipitación a partir del cual se inicia la escorrentía, y es función del complejo suelo-vegetación de la cuenca. Para una misma cuenca el valor de  $P_o$  varía de unas fechas a otras en función de la humedad inicial del suelo.

Es normal considerar que el valor del  $P_o$  deberá afectarse en cada región de un factor acorde con las condiciones habituales de humedad del suelo en las épocas de fuertes aguaceros. Como se puede observar en la [figura 2.10](#) de la regionalización del factor corrector del  $P_o$  este varía entre valores próximos a 1 en la zona húmeda del Norte de España y valores superiores a 3 en la zona sureste del mediterráneo.

### 2.6.6 MÉTODO RACIONAL MODIFICADO.

Existen diversas modificaciones y adaptaciones del método racional como el propio método propuesto en la instrucción 5.2-IC donde se añade un coeficiente de uniformidad  $K$  que depende de las unidades en que se expresen  $Q$  y  $A$ , y que incluye un aumento del 20 % en  $Q$  para tener en cuenta el efecto de las puntas de precipitación.

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{k} \quad k = 3 \quad \text{si } A \text{ en } km^2 \text{ y } Q \text{ en } m^3 / s$$

Otra versión modificada del método racional, también propuesta por [Témez \(1991\)](#), es la que introduce el coeficiente de uniformidad  $K$ , y el coeficiente de distribución areal de tormentas ( $K_A$ ), ampliando el rango de validez del método hasta cuencas de 3.000 km<sup>2</sup>.

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6} \times K$$

### 2.6.6.1 COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD.

Al ir aumentando el tamaño de la cuenca, algunas de las hipótesis implícitas en la formulación del método racional dejan de cumplirse y ello se acusa en los resultados de cálculo que deben ser corregidos. Uno de los efectos más importantes a corregir es el relativo al supuesto reparto uniforme de la esorrentía dentro del intervalo de cálculo de duración  $t_c$ .

El coeficiente de uniformidad  $K$  varía de un aguacero a otro, pero su valor medio en una cuenca concreta depende principalmente del valor de su tiempo de concentración, y de forma tan acusada que a efectos prácticos puede despreciarse la influencia de las restantes variables, tales como el régimen de precipitaciones, etc.

Su valor puede estimarse de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$K = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14}$$

### 2.6.6.2 COEFICIENTE AREAL.

Para tener en cuenta la no uniformidad espacial de la lluvia, hay que multiplicarla por un coeficiente de reducción areal si la superficie de la cuenca es mayor de  $1 \text{ km}^2$ . Este coeficiente tiene por expresión:

$$K_A = 1 \quad \text{para } A < 1 \text{ km}^2$$

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15} \quad \text{para } 1 \leq A \leq 3.000 \text{ km}^2$$

$K_A$  Factor reductor de la lluvia diaria.

$\log A$  Logaritmo decimal de la superficie  $A$  en  $\text{km}^2$ .

La aplicación de ese factor se justifica por la no simultaneidad de las precipitaciones de un mismo período de retorno en todos los puntos de la cuenca y ha sido deducida a partir de los valores empíricos obtenidos en cuencas de diverso tamaño y localización donde se ha determinado la lluvia media areal del día mas desfavorable en cada uno de los años con datos de registro. Posteriormente el método ha sido comparado con la ley de frecuencia obtenida a partir de esos valores, con otra deducida de las isomáximas de precipitación.

## 2.7 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN Y TIEMPO DE VIAJE.

Se ha querido dedicar un apartado para describir estos dos conceptos porque van a ser utilizados frecuentemente en el desarrollo de esta tesis.

El tiempo de viaje en un punto cualquiera de la cuenca se define como el tiempo que tarda el flujo en recorrer el camino entre el punto en cuestión y el punto de salida de la cuenca considerada.

El tiempo de concentración de la cuenca es el tiempo de viaje del punto que presenta el máximo valor. Para calcular el tiempo de concentración es habitual considerar el tiempo de viaje para el punto con recorrido más largo. Existen numerosas fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración que dan resultados muy diferentes. Estas fórmulas han sido deducidas a partir de observaciones empíricas en cuencas con características particulares para cada fórmula por lo que han de ser seleccionadas dependiendo del modelo hidrológico. En la [tabla 2.2](#) se presentan las fórmulas más habituales y, como comentarios a estas fórmulas, tenemos los siguientes:

Las fórmulas de Izzard, FAA y Kerby están deducidas a partir de flujos en superficies (*tipo sheet flow*).

La mayoría de las fórmulas utilizan la pendiente del curso principal, a excepción de EOC (ecuación de onda cinemática) y la ecuación del SCS que tienen en cuenta la pendiente de la cuenca.

La ecuación de onda cinemática y la de Izzard tienen en cuenta la intensidad de lluvia (o, en su caso, implícitamente el periodo de retorno), esto hace que el tiempo de concentración sea variable en función de la intensidad de lluvia, lo que las hace muy interesantes. La ecuación de onda cinemática puede evaluarse mediante el coeficiente de rugosidad de Manning ( $n$ ).

La ecuación del SCS tiene en cuenta el número de curva (CN) con lo que implícitamente se tiene en cuenta características muy interesantes de la cuenca, como geología y usos del suelo

Para la descripción de los tiempos de concentración y de viaje (*concentration and travel time*), en [Technical Release 55 \(TR-55\)](#) se realiza una subdivisión en tres tramos, el primero, *Sheet Flow*, es un flujo sobre superficies planas que normalmente ocurre en las zonas de comienzo del flujo. De modo genérico se suele considerar que este flujo ocurre en los primeros 300 pies ( $\approx 100$  m.). A continuación se produce un flujo concentrado en pequeños canales someros (*Shallow concentrated flow*) y, finalmente se da el flujo en canales (*Open Channel flow*).

Tabla 2.2. Fórmulas de tiempo de concentración.

|  |  |
|--|--|
| <i>Kirpich</i>                               | $T_c = 0,066 \left( \frac{L}{S^{0,5}} \right)^{0,77}$                                      |
| <i>Izzard</i>                                | $T_c = 87,72 (0,000027 I + c) \frac{L^{1/3}}{I^{2/3} S^{1/3}}$                             |
| <i>Témez</i>                                 | $T_c = 0,3 \cdot \left( \frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76}$                                 |
| <i>Bransby-Williams</i>                      | $T_c = 0,243 \frac{L}{A^{0,1} S^{0,2}}$  |
| <i>Federal Aviation Administration (FAA)</i> | $T_c = 0,37 (1,1 - C_e) \frac{L^{0,5}}{S^{1/3}}$   |
| <i>California Culverts Practice (CCP)</i>    | $T_c = 0,948 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$   |
| <i>Kerby-Hathaway</i>                        | $T_c = 0,604 \left( \frac{L N}{S^{0,5}} \right)^{0,467}$                                   |
| <i>Ecuación de onda cinemática (EOC)</i>     | $T_c = 7,275 \frac{L^{0,6} n^{0,6}}{S_c^{0,3} I^{0,4}}$                                    |
| <i>SCS</i>                                   | $T_c = 0,00593 \frac{L^{0,8} (Sp + 25,4)^{0,7}}{S_c^{0,5}} ; Sp = \frac{25.400}{CN} - 254$ |

- T<sub>c</sub>* Tiempo de concentración (horas).  
*L* Longitud del cauce principal (Km).  
*S* Pendiente media del cauce principal (m/m).  
*S<sub>c</sub>* Pendiente media de la cuenca (m/m).  
*A* Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>).  
*I* Intensidad de precipitación (mm/hora).  
*C<sub>e</sub>* Coeficiente de escorrentía (en tanto por uno)  
*H* Diferencia de cotas (H=S·L). (m).  
*n* Coeficiente de rugosidad de Manning.  
*N* Coeficiente de rugosidad.  
*c* Coeficiente de retardo  
*Sp* Máxima retención potencial (mm)  
*CN* Número de curva del SCS.



## **PARTE 2. ADAPTACIONES METODOLÓGICAS.**





### 3 ADAPTACIÓN A NUEVAS TECNOLOGÍAS Y FUENTES DE DATOS.

El estudio hidrológico de pequeñas y medianas cuencas, caracterizadas por la total ausencia de datos foronómicos, se viene realizando mediante el empleo de modelos hidrometeorológicos. Estos modelos, partiendo de la información climatológica y de las propiedades físicas y geomorfológicas de cada cuenca, estiman los recursos hídricos superficiales y la magnitud de sus avenidas, con el fin de que las actividades humanas se adapten a estos fenómenos.

Los modelos hidrológicos más antiguos se caracterizan por no considerar la variabilidad espacial de los parámetros y variables implicados en la simulación, por lo que se definen como *modelos agregados*. Esta circunstancia responde a la dificultad de manejar los enormes volúmenes de información que requiere el tratamiento de la variabilidad espacial (*modelos distribuidos*).

Puede decirse que la principal adaptación de los modelos hidrológicos tradicionales es su transformación para poder ser utilizados en una aplicación informática que permita el uso sistemático y pormenorizado en pequeñas fracciones de la cuenca, así como el acceso a las nuevas fuentes de datos disponibles.

En este sentido se expone la metodología y la tecnología utilizada para la configuración de un Sistema de Información Geográfica (SIG) aplicado a la Hidrología que, junto con las técnicas metodológicas clásicas y otras nuevas que aquí se proponen, configuran la herramienta de trabajo fundamental para desarrollar la tesis.

Primeramente se realiza una enumeración y descripción de las principales fuentes de datos disponibles cuya existencia condiciona totalmente el desarrollo de las herramientas de trabajo. En la segunda parte del capítulo se realiza una descripción del funcionamiento de las distintas tecnologías informáticas capaces de manejar, tanto el inmenso volumen de información a tratar, como la vasta cantidad de operaciones y funciones que es necesario realizar con ella. En la tercera parte se describe la mecánica de los algoritmos hidrológicos fundamentales que han sido programados y que son los que hacen posible la materialización de los modelos teóricos. Por último, en los [apartados 3.4 y 3.5](#), que pueden considerarse como complementarios, se describe el método para generar coberturas de características de las cuencas, deducidas a partir de los datos disponibles, así como el funcionamiento de su representación que ha de estar definida y localizada geográficamente mediante sistemas geodésicos, de forma que toda la información que sea procesada en un determinado momento esté referida a un único sistema, así como la posibilidad de que la nueva información generada pueda ser establecida en cualquier otro sistema de referencia.

### 3.1 FUENTES DE DATOS.

#### 3.1.1 MODELO DIGITAL DEL TERRENO.

Se dispone del modelo digital de elevaciones (MDE) procedente del antiguo Ministerio de Agricultura, que fue generado para la obtención de ortofotos del SIGPAC del territorio Español. Este modelo fue cedido por el Servicio Cartográfico del Gobierno de Aragón, por lo que únicamente se dispone de la porción de territorio correspondiente a la Comunidad Autónoma.

El formato de la cobertura del modelo digital, es mediante malla cuadrada (formato *raster*) de paso 20 m y georreferenciada. Los datos de este modelo están almacenados en formato ADF de ESRI en decimal de simple precisión (32 bits). El archivo original tiene las siguientes características:

- Tipo de dato: Altitudes.
- Número de nodos:  $12.841 \times 17.649 = 226.630.809$ .
- Paso de malla: 20 x 20 m.
- Tamaño del mapa de datos:  $226.630.809 \times 4 / (1.024 \times 1.024) \approx 864,53\text{Mb}$ .
- Rango de datos: 66 a 3.394,8 msnm.
- Georreferenciación: Proyección U.T.M. Huso 30, Elipsoide Internacional, Sistema de Referencia ED50. Altitudes: Ortométricas, nivel medio del mar en Alicante.

También se dispone del MDT25<sup>4</sup> del Instituto Geográfico Nacional que se define como un modelo digital del terreno obtenido a partir de las curvas de nivel y puntos acotados del Mapa Topográfico Nacional a escala 1:25.000 (MTN25) del IGN, basado en un paso de malla de 25 metros, en X, Y y en coordenadas UTM. El Sistema de referencia es también ED50, y las altitudes ortométricas referidas al nivel medio del mar en Alicante. Exactitud en Z: Error Cuadrático Medio < 3 metros (determinado por comparación con vértices geodésicos y nivelación de alta precisión). El formato de los valores altimétricos es con entero de 16 bits. Es por tanto menos preciso que el anterior.

La cobertura de trabajo ha sido generada a partir del MDT20 y, para las zonas que no han sido cubiertas por él (principalmente las cuencas exteriores vertientes al

---

<sup>4</sup> De libre difusión de acuerdo con la *ORDEN FOM/956/2008, de 31 de marzo, por la que se aprueba la política de difusión pública de la información geográfica generada por la Dirección General del Instituto Geográfico Nacional.*

territorio de la Comunidad Autónoma de Aragón), se han añadido los datos a partir del MDT25 convertido a paso de malla 20 m por interpolación bilineal.

Finalmente, se ha generado otra cobertura de trabajo a partir de la anterior con paso 100 m, es decir, cada celda tiene una superficie de 1 Ha. Este modelo digital está representado en [la figura 1.2 del capítulo 1](#).

### 3.1.2 COBERTURA DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA.

El [capítulo 5](#) trata sobre los recientes trabajos de [Ferrer et al. 1995, 1997, 2003, 2004](#) que proponen una adaptación del número de curva a las nuevas fuentes de datos, siendo la cobertura del Proyecto Corine Land Cover (CLC) la que sirve como base, y obtiene una cobertura del número de curva para el territorio español peninsular ([figura 5.3](#)), y otra para su equivalente, el umbral de escorrentía. Dicha autora nos ha suministrado parte de la cobertura de umbral de escorrentía, la que corresponde al ámbito de nuestro estudio. Esta cobertura tiene las siguientes características<sup>5</sup>:

- Georreferenciación: La misma que los MDT20 y MDT25.
- Paso de Malla: 1x1 km.
- Formato: Archivo ADF con valores en coma flotante de 32 bits.
- Rango de datos: 1,2 a 64,20.

### 3.1.3 PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS EN ESPAÑA.

La principal fuente de datos disponible sobre lluvias y periodos de retorno es la publicación del [Ministerio de Fomento \(1999\)](#) con la que se suministran archivos con dos coberturas para España peninsular, una con los datos de máxima precipitación diaria promedio y otra con el coeficiente de variación regionalizado obtenido con el ajuste de la función  $SQRT-ET_{MAX}$  sobre los datos pluviométricos de estaciones meteorológicas distribuidas por todo el territorio. En el [capítulo 4](#) se realiza una descripción exhaustiva de cómo manejar estas coberturas y del funcionamiento teórico para crear una aplicación automática. Las coberturas vienen georreferenciadas en el mismo sistema que las anteriores y viene en forma de malla cuadrada de paso 2,5x2,5 km.

---

<sup>5</sup> Los trabajos de simulación han sido realizados con esta cobertura cedida por la autora del estudio. Actualmente, en la página web [http://www.mma.es/portal/secciones/acm/aguas\\_continent\\_zonas\\_asoc/prevencion\\_inundaciones/cartografia\\_inundables/mapa\\_caudales\\_maximos.htm](http://www.mma.es/portal/secciones/acm/aguas_continent_zonas_asoc/prevencion_inundaciones/cartografia_inundables/mapa_caudales_maximos.htm) se puede descargar la misma cobertura con resolución 0,5x0,5 km.

Para la realización de su estudio, los autores de la mencionada publicación han seguido las siguientes fases:

1. Selección de estaciones pluviométricas y recopilación de sus datos correspondientes a las máximas lluvias diarias.
2. Modelación estadística de las series anuales de máximas lluvias diarias realizando una estimación regional de parámetros y cuantiles.
3. Análisis de la distribución del valor medio de las series anuales de máximas lluvias diarias, estimado directamente a partir de las muestras.
4. Resumen y presentación de los resultados alcanzados tanto en la forma tradicional de planos, como en versión informática aprovechando la tecnología de los Sistemas de Información Geográfica (SIG).

Los autores seleccionan la función  $SQRT-ET_{MAX}$  por las siguientes razones:

- a. Es el único de los modelos analizados de la ley de distribución, que ha sido propuesto específicamente para la modelación estadística de máximas lluvias diarias.
- b. Está formulada con sólo dos parámetros y conlleva una completa definición de los cuantiles en función exclusivamente del coeficiente de variación, con lo que se consigue una mayor facilidad de presentación de resultados.
- c. Por la propia definición de la ley proporciona resultados más conservadores que la tradicional ley de Gumbel.
- d. Conduce a valores más conservadores que los otros modelos de ley analizados para las 17 regiones con cuantiles menores, mostrando unos resultados similares en el resto de las regiones.
- e. Demuestra una buena capacidad para reproducir las propiedades estadísticas observadas en los datos, lo que se comprobó mediante técnicas de simulación de Montecarlo.

El enfoque tradicional de los métodos regionales permite estimar el valor de los cuantiles regionales en un punto simplemente asignándole los valores obtenidos en la región en la que dicho punto está incluido, lo que presenta como principales inconvenientes tanto la incertidumbre existente respecto a los límites considerados en las regiones, como la indeseable discontinuidad que presentan los resultados en dichos límites. Para resolver estos problemas, optaron por presentar los resultados en forma "suavizada" trazando un mapa nacional de Isolíneas del coeficiente de variación ( $Cv$ ) que se muestra en la [figura 3.1](#). El  $Cv$  fue seleccionado como parámetro básico debido a su fácil comprensión al estar directamente relacionado con el valor de los cuantiles debido al modelo de ley y al método de estimación de parámetros adoptados.

Figura 3.1. *Isolíneas del valor regional del coeficiente de variación Cv. Fomento 1999.*

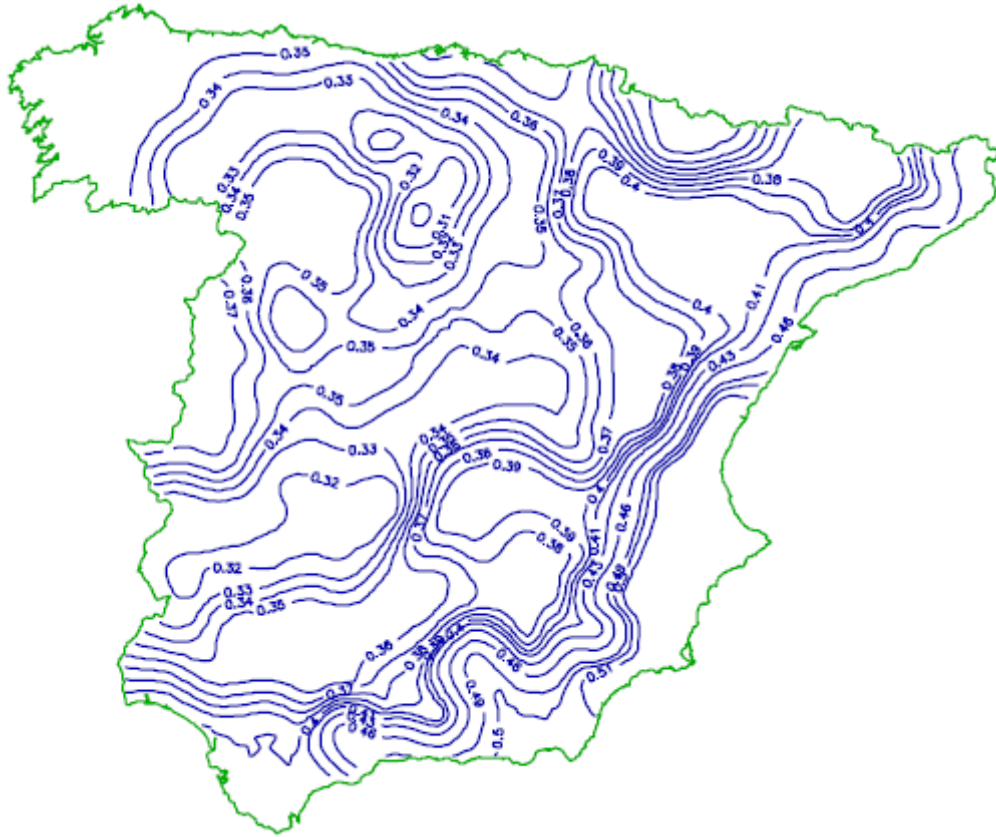
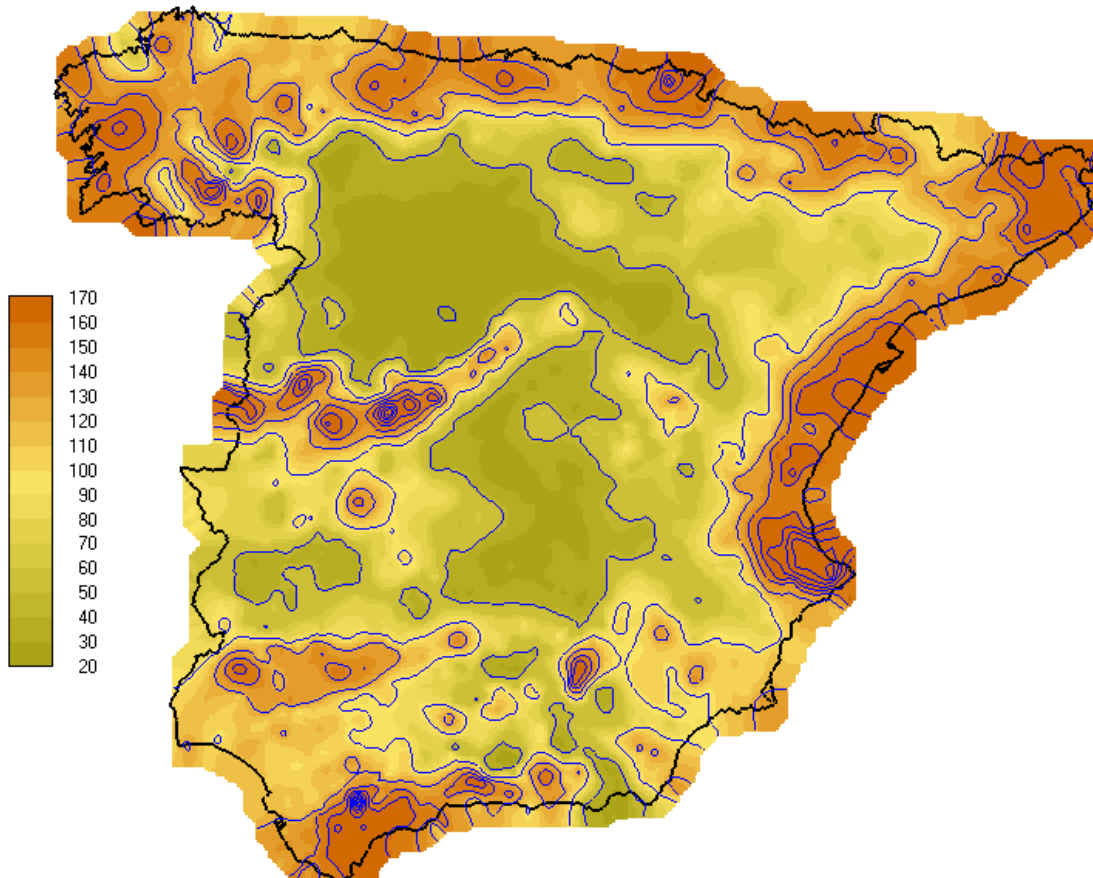


Figura 3.2. *Cobertura extendida de isolíneas del valor regional de precipitación máxima diaria (mm) a partir de los datos de Fomento 1999.*



### 3.1.4 SISTEMA AUTOMÁTICO DE INFORMACIÓN HIDROLÓGICA (SAIH).

El Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) constituye una red de recogida de datos de precipitación y de control de caudales circulantes (niveles en embalses, cauces y canales, posiciones de compuertas, etc.).

Inicialmente fue concebido para controlar inundaciones, aunque hoy en día cumple una función informativa muy destacada para la correcta evaluación y gestión de los recursos hídricos.

Los datos recogidos en la red pueden ser consultados en tiempo real (con un retraso de unos 15 minutos) por cualquier usuario vía Internet. También pueden consultarse los datos de quince días atrás.

La base de datos histórica comienza en 1997 y puede consultarse mediante petición al Servicio de Planificación Hidrológica. Se espera que en el futuro pueda ser consultada vía Internet.

Los datos que han tenido interés en nuestro estudio son pluviométricos y de caudales circulantes para las cuencas seleccionadas, y con ellos se han investigado diversos métodos de calibración. Estos datos tienen un intervalo de 15 minutos.

### 3.1.5 ANUARIO DE AFOROS DE 2005-2006.

Los Anuarios de Aforos son una publicación oficial de la Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas del Ministerio de Medio Ambiente, realizada al CEDEX mediante la firma de un Convenio. La finalidad de los Anuarios es de difundir los principales datos de aguas superficiales útiles para el conocimiento de los recursos superficiales de nuestro país. Es como su nombre indica, una publicación anual, recopilándose en volúmenes separados los datos de cada cuenca hidrográfica. En ellos se recoge fundamentalmente la evolución diaria de niveles y caudales en la red oficial de estaciones de aforo y conducciones, así como reservas y salidas de los principales embalses.

El primer anuario se publicó en 1912. A partir del anuario de 1978-79 se mejora la informatización, introduciéndose los datos en disco por teclado y generándose los caudales mediante programas de ordenador. A partir de los anuarios de 1985-86 ya se tienen los datos organizados en la *base de datos HIDRO* del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, situación que dura hasta la actualidad.

El último anuario publicado hasta el momento, 2005-2006, es el primero que incorpora una base de datos en formato MS Access XP. Para facilitar el acceso a los datos almacenados viene con una aplicación que presenta una serie de formularios que permiten un acceso más cómodo a los datos que se desean, y se pueden exportar a formatos como Excel o ficheros de texto plano. La base de datos original es mantenida por un sistema de bases de datos relacional Informix Dynamic Server 9.4 sobre un servidor Sun Solaris 8.

La base de datos contiene registros de estaciones meteorológicas georreferenciadas y descritas con una ficha. Los datos están agrupados para las seis Confederaciones Hidrográficas y se agrupan en los siguientes tipos: evaporimétricos, de canales, de embalses y de ríos, y se presentan en tres niveles, anuales, mensuales y diarios. Para nuestra línea de trabajo, en los datos del grupo de ríos están los de nivel del agua y los de caudal, siendo estos últimos los que tienen interés, y de los tres niveles de datos, interesan los diarios y los anuales. Entre los datos anuales, viene el caudal máximo instantáneo en  $\text{m}^3/\text{s}$ , que sirve como base para el análisis de frecuencia mediante la *estadística hidrológica de valores extremos* desarrollada en el [apartado 2.2.2](#).

### 3.1.6 OTROS DATOS.

Otros datos primarios que se han utilizado son los de los mapas de Témez, publicados en la Instrucción de carreteras 5.2-IC, i.e., el factor  $I_1/I_d$  regionalizado para establecer curvas IDF y el factor corrector de umbral de escorrentía ([Figuras 2.9 y 2.10](#)). Con estos mapas hemos creado, mediante interpolación, coberturas *raster* que son utilizadas por el programa.

## 3.2 CÓMO PROGRAMAR UNA APLICACIÓN CON TÉCNICAS ACTUALES.

Inicialmente, nos hemos encontrado con la necesidad de crear un sistema capaz de gestionar una inmensa cantidad de información y de representarla en pantalla de forma eficaz. Tal es el caso de presentar ortofotos, modelos digitales del terreno o la propia red hidrológica con toda su densidad. También el procesamiento de los datos que recorren los algoritmos de cálculo hidrológico constituye una inmensa cantidad de operaciones computacionales. En definitiva se trata de construir un sistema que materialice las técnicas hidrológicas y que represente de forma visual y cuantitativa los resultados de los modelos hidrológicos.

El entorno general de trabajo ha sido con ordenador PC de últimas prestaciones. El núcleo de los programas se ha realizado en lenguaje Visual Basic, utilizando ampliamente la programación orientada a objetos. Los objetivos siguientes han sido fundamentales en el planteamiento principal:

- Facilidad de entrada, captura y compatibilidad de los datos iniciales.
- Georreferenciación en todo momento.
- Información de salida gráfica con gran calidad y velocidad, teniendo en cuenta el enorme tamaño digital de los datos.
- Optimización de los algoritmos de cálculo, en velocidad y precisión de resultados según los requerimientos de cada proceso.



Para cumplir con estos objetivos, ha sido necesario recurrir a diversas prestaciones existentes en el ámbito informático, y enlazadas mediante librerías de enlace dinámico (DLL). Entre las más relevantes que se han utilizado están las siguientes:

- *OpenGL*: Son las librerías gráficas más ampliamente utilizadas a nivel global en entornos gráficos. Aunque son utilizadas con los programas mejor comercializados, éstas son de uso gratuito y son originales de la compañía del valle del silicio (SCI) para múltiples plataformas, entre ellas Windows. Permiten gráficos de gran calidad y rapidez de gestión de datos en tiempo de ejecución (*runtime*). Se puede trabajar en coordenadas planas o en *campos de visualización* (proyecciones). Además permiten trabajar con visión tridimensional mediante gafas con obturador, aunque en esta aplicación hidrológica no se hace uso de esta propiedad.
- *API Win32*: Se han utilizado todas las librerías de Windows en diversas aplicaciones, Kernel32, User32, ComDlg32 y, con mayor relevancia, GDI32 para gráficos, especialmente en lo referente a tratamiento de información *raster* en coordenadas planas. En tiempo de ejecución es más eficiente que *OpenGL*, no siendo así para la información vectorial.
- *GDAL (Geospatial Data Abstraction Library)*: es una librería, también de uso gratuito (con licencia de la *Open Source Geospatial Foundation*), que permite gestionar una gran multitud de archivos *raster* y vectoriales, utilizando cualquier proyección y datum, permitiendo realizar transformaciones entre proyecciones, entre husos y entre distintos formatos.
- *ShpLib*: Permite capturar o grabar información vectorial en formato SHP de Arc-Info.
- *Xnumber y GMP*: En determinados cálculos numéricos se necesita una precisión mayor a la de 64 bits que ofrecen las variables de doble precisión en coma flotante.
- *AutoCad type library*: Se ha incorporado esta librería para intercambio de información con el programa AutoCad, de gran versatilidad para manipular, generar y capturar información vectorial.
- *Bentley Microstation DGN Object library*: Similar a la anterior con el entorno MicroStation.

### 3.2.1 MANIPULACIÓN DE RASTER.

Para el manejo o manipulación de datos contenidos en los archivos de imagen, entre los que se hallan los de modelos digitales del terreno ya que comparten la propiedad *raster*, hay dos posibilidades:

- Lectura desde el archivo almacenado en el disco duro conforme se vayan requiriendo los datos.
- Carga completa en memoria y lectura desde la RAM.

Las ventajas e inconvenientes de uno y otro sistema están claras:

- Gasto de tiempo.
- Gasto de memoria RAM.
- Velocidad en cálculos.

Los datos se requieren para dos procesos:

- Generar un mapa en la interfaz (*interface*) de usuario para que sea visualizado.
- Realizar cálculos.

En general, un gráfico o un archivo *raster* consta de dos partes:

- Una cabecera (*Header*) donde se guarda información general como el formato de los datos, el tamaño en bytes y en píxeles (filas x columnas), la dirección de comienzo del mapa de datos, en su caso el mapa de colores, y otros.
- El mapa de datos es donde se almacenan los valores del gráfico para cada nodo, siendo esta parte la que tiene gran tamaño en bytes.

En el proceso de representación de imágenes en pantalla, el sistema operativo Windows (i.e. GDI32) trabaja exclusivamente en formato BMP (*Bit Mapped Picture*), por lo que para otros formatos hay que transformar internamente los datos, al menos los de cabecera. El mapa de bits (mapa de datos) tiene la limitación de soportar una reducida gama de posibles formatos: índices al mapa de colores (o clases en una cobertura GIS); formato de 24 bits (3 bytes normalmente rojo verde, azul, que general 16,7 millones de colores); 8 bits (256 colores). Por otra parte la GDI (Interfaz Gráfica de Dispositivos) de Windows porta las funciones más eficientes para la manipulación de los mapas de bits en los *contextos de dispositivo*<sup>6</sup> (*device context* o CD) de Windows, siendo *StretchBlt* una de las más completas y eficientes. En [Appleman \(1996\)](#) se encuentra una exhaustiva información de todas las funciones.

<sup>6</sup> El contexto de dispositivo es un objeto con una estructura de datos que describe todas las características de dibujo para una determinada ventana gráfica.

En *OpenGL*, la producción de gráficos se apoya en un *buffer* (área de almacenamiento de datos en memoria) independiente de la plataforma (Windows, UNIX, ...). Es lo que se denomina *contexto de generación* (*rendering context* o RC). [Wright y Sweet \(1997\)](#) y [Wright y Lipchak \(2004\)](#) son manuales típicos de referencia de *OpenGL* traducidos al castellano.

En Windows cada ventana tiene un contexto de dispositivo que recibe la salida de gráficos, y cada función GDI toma un contexto de dispositivo como argumento para indicar en qué ventana se debe aplicar la función. Podemos tener múltiples contextos de dispositivo, pero sólo uno para cada ventana.

El concepto de *contexto de generación* no es de *OpenGL* sino de la API de Windows para soportar *OpenGL*. Antes de ejecutar algún comando de *OpenGL* hay que indicar la ventana de generación, es decir, la ventana donde se va a dibujar. Puede haber varios contextos de generación, pero sólo uno puede ser el actual. Al activar un contexto de generación, se asocia con una ventana particular. Para poder trabajar con el contexto de generación se crearon las funciones WIGGLE, que no son funciones propias de la especificación de *OpenGL*, sino que fueron añadidas para compatibilizar *OpenGL* con Windows.

Las funciones que *OpenGL* ofrece para manipular *raster* no son tan rápidas como las de la GDI, pero abarcan una gama de posibilidades mucho más amplia. Para el mapa de datos soportan cualquier formato, indexado a mapa de clases, en 8, 24 o 32 bits, valores enteros o en coma flotante, o con cualquier orden en los bytes (*big-endian* o *little-endian*<sup>7</sup>), lo que amplifica enormemente las posibilidades de compatibilidad. Por otra parte, para un sistema de información geográfica donde se van a generar coberturas con valores de todo tipo (e.g. los valores altimétricos están en formato decimal), *OpenGL* parece ser el mejor sistema, incluso prescindiendo de las potentes funciones *raster* de GDI, porque se requieren menos operaciones de transformación de los datos gráficos. Otra ventaja de este sistema es que no se necesita conversión interna a formato BMP. Así, en archivo, los datos pueden ser almacenados en cualquier formato *raster* (e.g. ADF, TIF, ECW, JPG, AIG entre los más frecuentes en aplicaciones cartográficas) compatible por ejemplo con datos decimales, y para cualquier orden en los bytes (ADF solamente almacena en *big-endian*, TIF soporta ambos).

Otra cuestión surge cuando se requiere almacenar en memoria un gráfico de gran tamaño. En el sistema operativo Windows, la memoria libre está fragmentada, es decir, aunque se disponga por ejemplo de 1,5 Gb de memoria libre, el bloque más grande puede ser de 400 Mb, por lo que no puede reservarse un bloque para almacenar un mapa de datos de 800 Mb. Esta limitación la hemos abordado con la creación de un objeto que contiene el mapa de datos original dividido en mosaicos (*image mo-*

<sup>7</sup> Estos términos hacen referencia al orden en que se almacenan los bytes, de izquierda a derecha o *viceversa*. Motorola (e.g. McIntosh) almacena en *big-endian* e Intel (e.g. Windows) almacena en *little-endian*.

*saic*) o teselas (*tiles*), cada uno del tamaño del mayor bloque de memoria disponible cuando ésta es reservada por el programa. Si se agota la RAM, el sistema operativo comienza a utilizar la memoria de paginación o memoria virtual que reside en el disco duro.

La última cuestión sobre manipulación de *raster* en interfaz y memoria es la creación y utilización de los denominados *MipMaps*<sup>8</sup>. El *mipmapping* fue inventado por Lance Williams en 1983 y utilizó el término piramidal para describir este sistema. La técnica se basa en que cada imagen de mapa de bits del conjunto es una versión reducida de la imagen principal.

Figura 3.3.a.- Técnica de mosaicos o teselas. Mapa dividido en 16 teselas.

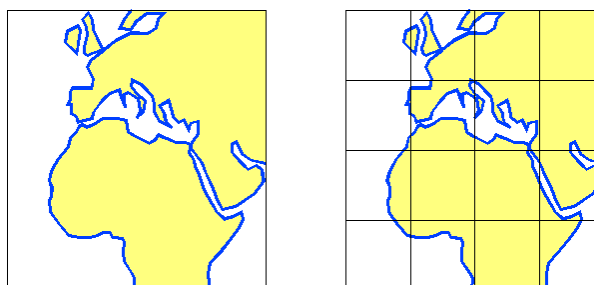


Figura 3.3.b.- Técnica de MipMaps. Mapa principal con 2 mapas asociados de menor resolución.

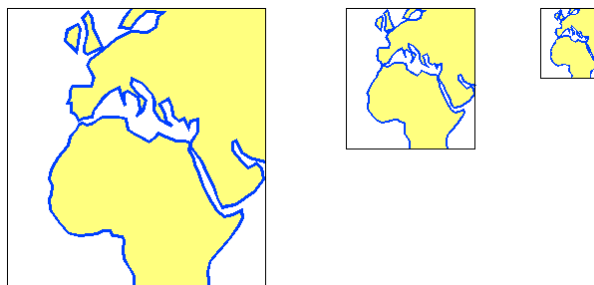
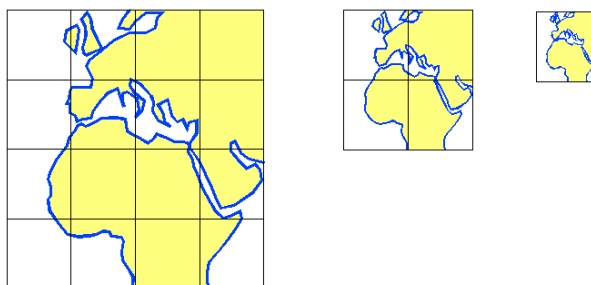


Figura 3.3.c.- Combinación de ambas técnicas.

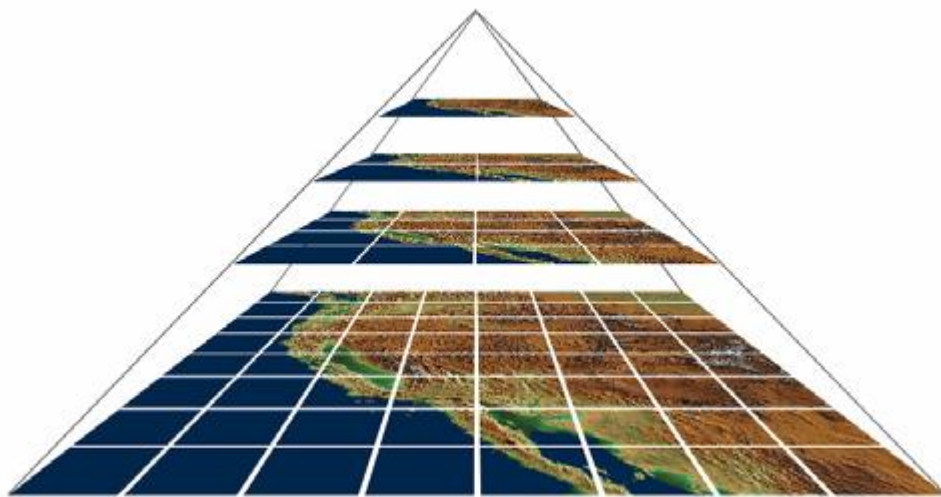


<sup>8</sup> El acrónimo "MIP" proviene del latín *multum in parvo*, que significa "mucho en poco espacio".

Por ejemplo, si la imagen principal tiene un tamaño de 2.560x2.560 píxeles, el conjunto de *mipmaps* asociados podría ser de cuatro imágenes, cada una de un cuarto del tamaño de la anterior: 1.280x1.280 píxeles, 640x640, 320x320, 160x160. El espacio de almacenamiento necesario para estos *mipmaps* es de un tercio más que el de la imagen original, porque la suma de estas áreas  $1/4 + 1/16 + 1/64 + 1/256 + \dots$  converge a  $1/3$ . Entre los formatos que permiten almacenar este tipo de imágenes tenemos el TIF.

En la aplicación que hemos programado, se ha creado un objeto que combina ambas técnicas, la de mosaicos o teselas y la de *MipMaps*. De este modo, cuando se inicia la aplicación, en pantalla se representa el mapa en toda su extensión, y se hace con la imagen de menor resolución que es cargada en memoria. Conforme se va enfocando a una cierta zona del mapa se cargan únicamente las teselas correspondientes al área visualizada, y de entre éstas las del nivel de resolución menor posible. Cuando se visualiza un área con gran detalle, la porción de mapa es muy pequeña y en memoria solamente se cargará una o unas pocas teselas de resolución máxima. Rara vez se visualizará toda la extensión del mapa con su mejor resolución. De esta forma se han conseguido dos propósitos, velocidad (tanto al inicio de la aplicación que no precisa cargar el mapa original, como en el tiempo de ejecución de la misma) y un considerable ahorro de memoria.

Figura 3.4. Pirámide de mallas y división en tesela para el manejo de un mapa raster.



En resumen, este modelo de trabajo consiste en dividir el mapa cartográfico en una pirámide de mallas, donde cada nivel de la pirámide corresponde con una resolución o escala del mapa y todas las celdas de la pirámide tienen un tamaño fijo en pixel, tal como se muestra en la [figura 3.4](#).

### 3.2.2 MANIPULACIÓN DE VECTORIALES.

Con la GDI de Windows, la forma más eficiente de generar gráficos vectoriales es mediante la utilización de metarchivos (*metafiles*), que son objetos que pueden registrar operaciones de dibujo para después reproducirlas. Los metarchivos de Windows se graban en disco con la extensión WMF (*Windows metafile*<sup>9</sup>) y son archivos vectoriales. Tienen varias ventajas respecto a los mapas de bits: normalmente consumen menos espacio, son independientes del dispositivo y se les puede cambiar la escala sin afectar a la resolución. Su principal desventaja es que son más lentos, ya que para reproducirlos hay que ejecutar cada una de las órdenes de la GDI registradas en el archivo. Otra limitación es que el sistema de coordenadas se almacena con valores enteros de 32 bits.

La ventaja de *OpenGL* es la notablemente mayor velocidad del dibujo vectorial, se puede realizar en tres dimensiones, y tiene una amplia gama de funciones que no están en la GDI, como transformación de coordenadas y proyecciones. Aquí, el equivalente de los metarchivos es mediante *listas de visualización (display list)*, que también consisten en un área de memoria donde se almacenan órdenes de dibujo para ser reproducidas más adelante. El sistema de coordenadas se almacena con valores decimales de 32 bits (simple precisión), por lo que conviene generar listas de visualización en sistemas de coordenadas locales que se llevan al sistema global mediante traslación.

En la aplicación que hemos programado, cada cobertura se almacena en una lista de visualización si se trabaja con *OpenGL* o en un *metafile* si se trabaja con GDI, y éstas pueden ser visualizadas o no independientemente. Aunque se puede trabajar con ambas plataformas, lo normal es hacerlo con *OpenGL* por sus mayores prestaciones. Coberturas vectoriales son, por ejemplo, curvas de nivel, red de drenaje, delimitaciones de cuencas etc., las cuales pueden contener millones de vectores.

### 3.2.3 MANIPULACIÓN DE ARCHIVOS COMPATIBLES.

La librería *GDAL (Geospatial Data Abstraction Library)* es una de las más potentes, o la mayor, de las existentes para la manipulación de archivos georreferenciados, tanto *raster* como vectoriales, y tiene la posibilidad de cambios de proyección. *GDAL* es una biblioteca de traducción de formatos de datos geoespaciales de libre utilización. Presenta un único modelo de datos al que convierte todos los formatos soportados.

Esta librería es compatible con más de 100 formatos *raster*, entre ellos, AAI-Grid, ADRG, AIG, AIRSAR, BLX, BMP, BSB, BT, CEOS, COASP, COSAR, CPG, DIMAP,

---

<sup>9</sup> Al igual que en *raster* donde Windows trabaja internamente con BMP, en vectorial lo hace con WMF.

Didex, DODS, DOQ1, DOQ2, DTED, ECW, EHDr, EIR, ELAS, ENVI, ERS, ESAT, FAST, FIT, FITS, FujiBAS, GENBIN, GEORASTER, GFF, GIF, GRIB, GMT, GRASS, GSAG, GSBG, GS7BG, GSC, GTiff, GXF, HDF4, HDF5, HFA, IDA, ILWIS, INGR, ISIS2, ISIS3, JAXAPALSAR, JDEM, JPEG, JPEG2000, JP2KAK, JP2ECW, JP2MrSID, L1B, LAN, LCP, Leveller, MEM, MFF, MFF2 (HKV), MrSID, MSG, MSGN, NDF, NITF, netCDF, OGD, PAux, PCIDSK, PCRaster, PDS, PGCHIP, PNG, R, PNM, RIK, RMF, RPFTOC, RS2, RST, SAR, CEOS, SDE, SDTS, SGI, SRP, SRTMHGT, TERRAGEN, Terralib, TIL, TSX, USGS-DEM, VRT, WCS, WMS, XPM.

Con los formatos vectoriales se trabaja con su librería asociada OGR y soporta los siguientes formatos: AVCBin, AVCE00, BNA, CSV, DODS, PGeo, SDE, ESRI Shapefile, FMEObjects, Gateway, GeoJSON, Geoconcept, GeoRSS, GML, GMT, GPX, GRASS, GPSTrackMaker, IDB, Interlis1, Interlis2, INGRES, KML, MapInfo File, DGN, Memory, MySQL, OCI, ODBC, OGD, PostgreSQL, REC, S57, SDTS, SQLite, UK, NTF, TIGER, VRT, XPLANE.

Uno de los formatos que soporta y que es muy interesante es *WMS* (*Web Map Service*), que produce mapas de datos referenciados espacialmente de forma dinámica, a partir de información geográfica residente en un servidor remoto. Este estándar internacional define un *mapa* como una representación de la información geográfica en forma de un archivo de imagen digital que puede ser representada en una pantalla de ordenador. Los mapas producidos por *WMS* se generan normalmente en un formato *raster* como TIF, PNG, GIF o JPEG, y ocasionalmente como gráficos vectoriales en formato *SVG* (*Scalable Vector Graphics*) o *WebCGM* (*Web Computer Graphics Metafile*).

Con este sistema se pueden capturar por ejemplo ortofotos del servidor del IGN (a través de la IDEE, Infraestructura de Datos Espaciales de España) o del SITAR (Sistema de Información Territorial de Aragón).

### 3.3 APLICACIÓN HIDROLÓGICA.

#### 3.3.1 CREACIÓN DE ARCHIVOS INTERMEDIOS.

El primer dato de partida es el archivo del modelo digital de elevaciones (MDE), que describe la superficie topográfica del ámbito de estudio y que tiene un elevado tamaño. Para realizar simulaciones hidrológicas soportadas por el modelo digital, hay un gran número de operaciones que se repiten en cada proceso. Con la finalidad de que el programa sea eficiente y rápido, antes de comenzar a trabajar con los modelos hidrológicos, el programa prepara una serie de archivos que contienen información, principalmente topológica, sobre las celdas del modelo digital, lo cual permite acelerar los procesos de simulación cien o mil de veces.

El formato de la cobertura del modelo digital, como ya hemos descrito, es mediante malla cuadrada (formato *raster*). A partir de esta información se han generado otros archivos topológicos que, para cada nodo, almacenan distintas informaciones:

- Archivo topológico: Para cada nodo se almacena la siguiente información:
  - Nodo salida: nodo cercano al que se dirige el flujo. Puede ser uno de los 8 nodos vecinos más próximos o no. También puede no contener ningún nodo, en cuyo caso estamos ante uno de los siguientes casos: se termina el modelo digital; es el nodo más bajo de una laguna o zona endorreica.
  - Nodos entrada: Se almacenan los nodos que desembocan en éste. Si no se almacena ningún nodo, se trata de un nodo situado en una divisoria. Los nodos almacenados están ordenados desde el que entra más a la izquierda hasta el que lo hace más a la derecha, por llevar un orden ya que esto no afecta al desarrollo del algoritmo.

Aunque este esquema es muy sencillo, confiere una gran potencia a la aplicación. Extendiendo este proceso por toda la cuenca, se consigue una completa definición de la red de drenaje del modelo digital.

- Archivo de cuencas acumuladas. Además del necesario archivo topológico tenemos otros que almacenan algunos datos de interés hidrológico que conviene calcular una única vez. En este archivo, para cada nodo, se guarda el valor de la superficie de su cuenca asociada.
- Archivo de longitud de cauce. Similar al anterior, para cada nodo se guarda la longitud de la línea de flujo más larga y el nodo inicial de cabecera donde comienza esa línea de flujo.

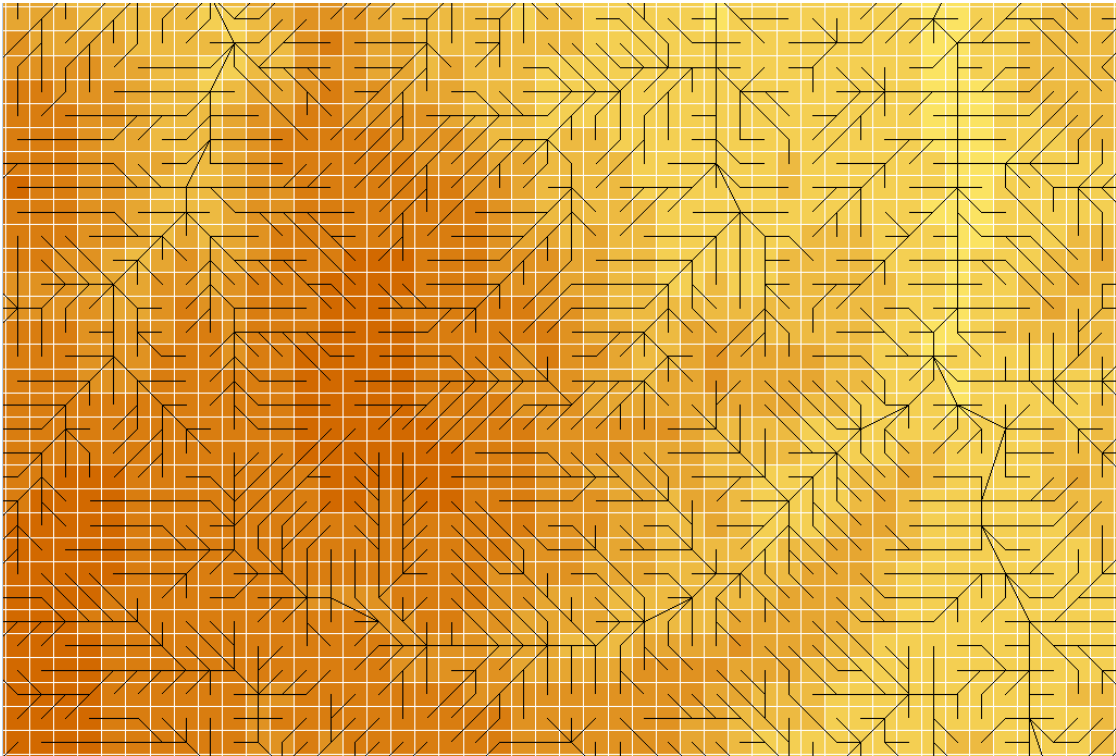
Hay varias ventajas con la adopción de este sistema:

- El MDE original permanece intacto. Hay fabricantes de software que para convertir un MDE en una cobertura con funcionalidad hidrológica, han optado por lo que denominan relleno de puntos bajos, que consiste en modificar el valor altimétrico de los nodos entre cuyos vecinos no hay ninguno más bajo.
- Con el sistema desarrollado con archivo topológico se tiene una información muy poderosa sobre las relaciones de vecindad de los nodos, lo que facilita enormemente la programación de las distintas aplicaciones hidrológicas.
- El número de operaciones a realizar disminuye considerablemente, con lo que la velocidad de los procesos de cálculo aumenta notablemente.
- La generación de estos archivos, y por lo tanto el tiempo que consumen, sólo se realiza una vez para todo el modelo digital.

Inconvenientes: Que se consume memoria del disco duro.



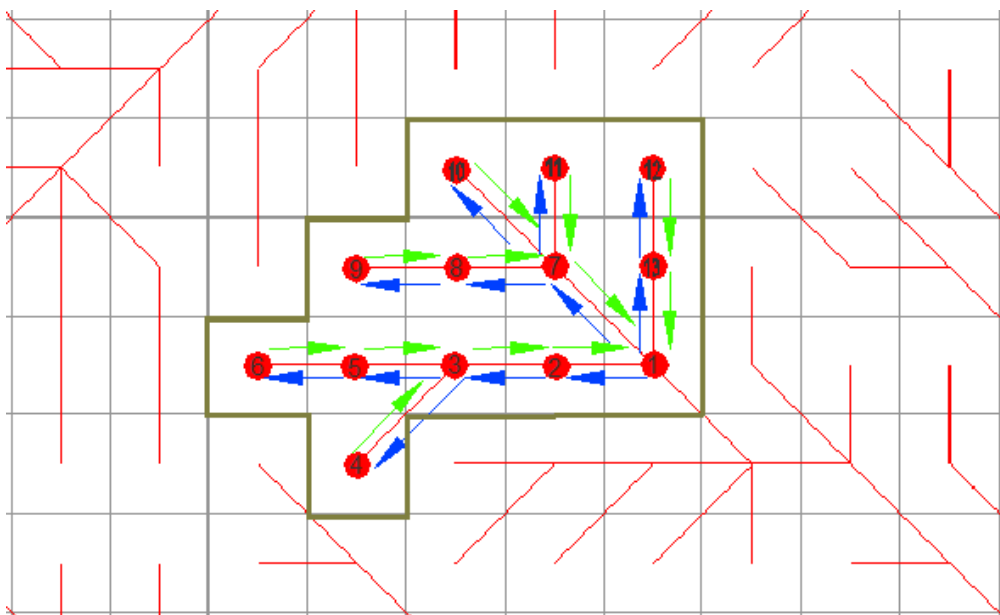
Figura 3.5: Aspecto de la red de drenaje. Determinados nodos enlazan con otros que no son necesariamente los más cercanos.



### 3.3.2 ALGORITMO DE DELIMITACIÓN DE CUENCAS.

El algoritmo de delimitación de cuencas tiene una estructura que se repite en muchos otros algoritmos de cálculo hidrológico, por ejemplo en la modelización del tránsito por cauces.

Figura 3.6: Delimitación de una cuenca.



Dado un determinado nodo se trata de delimitar su cuenca vertiente. Para el nodo núm. 1 de la [figura 3.6](#), se sigue el recorrido que indican las flechas, azules hacia arriba y verdes hacia abajo. A este nodo llegan los nodos 2, 7 y 13. Se sigue con el nodo 2 por estar más a la izquierda y se va ascendiendo por el nodo 3, y el 4, al cual no llega ningún otro nodo. Ahora comienza el recorrido hacia abajo, nodo 3, al cual le falta por recorrer el nodo 5. Se sube a éste y al 6. Desde el 6, hacia abajo se sigue el recorrido hasta llegar nuevamente al nodo 1. A continuación se realiza el mismo proceso para los nodos 7 y 13 para terminar con la delimitación de la cuenca.

### 3.3.3 GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS.

Para la generación de hidrogramas se han utilizado algunos de los métodos descritos en el capítulo 2 y los propuestos en el capítulo 5.

En el tránsito de hidrogramas, el esquema de flujo es el mismo que el descrito en el apartado anterior, realizándose el algoritmo de tránsito de hidrogramas cuando el flujo es hacia abajo. En el nodo 4 se genera el hidrograma de dicha celda y posteriormente se transita al nodo 3, aquí se almacena en una pila<sup>10</sup> de hidrogramas. A continuación se calcula el hidrograma de la celda 6, se transita al nodo 5 y se almacena en la pila (donde hay dos hidrogramas, el 4 y el 6). Se calcula el hidrograma de la celda 5 y se almacena en la pila (están 4, 6 y 5). Se suman los hidrogramas 6 y 5 que desaparecen de la pila y se almacena el hidrograma suma 6+5. Ahora en la pila hay dos hidrogramas, el 4 y el 6+5 que se transita hasta el nodo 3. Se suman los dos hidrogramas que desaparecen de la pila y queda el hidrograma 4+5+6. Se va siguiendo este esquema y al llegar al nodo 1, queda un único hidrograma que ha sido generado a partir de los hidrogramas de todas las celdas de la cuenca con su correspondiente tránsito a través de la red de flujo. Obsérvese que con este esquema, además de obtener el hidrograma en el punto de salida de la cuenca, se tienen hidrogramas en cualquier punto de ella.

El proceso de generación de hidrogramas en una celda puede ser sustituido por otro que consiste en generar hidrogramas a partir de un cierto número de celdas (que constituyen una subcuenca). Con esto se gana velocidad en el cálculo y los resultados son sensiblemente similares.

Para conocer el orden de magnitud del proceso, para una cuenca como la del río Huerva, de unos 1.000 km<sup>2</sup>, tiene unas 100.000 celdas de 1 Ha, con lo cual, en una simulación se procesan otros tantos hietogramas, hidrogramas, y su tránsito, con una longitud de 25 h por hidrograma a intervalos de 10 minutos. El tiempo de cómputo

---

<sup>10</sup> El término almacenamiento en pila es común en informática y significa que se van almacenando los datos y, cuando se extrae un dato de la pila, este es el más recientemente almacenado.

to es variable según el método utilizado para la obtención del hidrograma inicial de cada celda, y el más rápido ha durado 2,3 minutos.

Este esquema de almacenamiento en pilas de hidrogramas y tránsitos es el mismo que se utiliza en el programa del *Hydrologic Engineering Center* (HEC-1, 1990) que está ampliamente difundido en todo el mundo.

### 3.3.4 OTRAS APLICACIONES HIDROLÓGICAS.

Además de la aplicación hidrológica descrita, se han desarrollado otras aplicaciones, unas en el mismo módulo y otras en módulos independientes. Entre las que nos parecen más relevantes tenemos:

- Módulo de estadística hidrológica de valores extremos, utilizando el método del factor de frecuencia tal como se describe en [Chow et al. \(1994\)](#), y que se sintetiza en el [apartado 2.1.2](#) de este documento.
- Obtención de la precipitación máxima diaria y su periodo de retorno para cualquier punto de la España peninsular, siguiendo la metodología expuesta en el [capítulo 4](#).
- Aplicación del método racional, en diferentes versiones y para cualquier punto del ámbito de estudio del que se disponga de modelo digital del terreno, lo que permite delimitar la cuenca asociada junto con sus parámetros representativos.

## 3.4 CREACIÓN DE COBERTURAS.

Adicionalmente, a la aplicación informática se le ha dado la capacidad de generar y exportar determinadas coberturas obtenidas a partir de los datos del modelo digital del terreno y de los cálculos hidrológicos, por ejemplo:

- Cobertura de pendientes. La cobertura de pendientes es una descripción de la distribución de la pendiente del terreno en un área. La pendiente en un punto del terreno puede asimilarse a lo que sería la pendiente de una función matemática continua, es decir, la pendiente máxima del plano tangente a esa superficie en ese punto. Un modelo digital de elevaciones es una función descrita en forma discreta, por lo que una forma suficientemente aproximada de definir ese plano tangente en el punto, es mediante el ajuste de un plano con los puntos próximos. Hay varias formas de realizar este ajuste, siendo el operador de Prewit (descrito en [Felicísimo, 1994](#) para determinar el gradiente topográfico) el método utilizado en este trabajo.

- Mapas de isocronas de una cuenca.
- Índice *TopModel*. Desarrollado por [Beven y Kyrkby \(1979\)](#).

$$TopModel = Ln \frac{A}{i} \quad [3.1]$$

*A* Área de la cuenca correspondiente al punto.

*i* Pendiente del curso principal.

Se genera una cobertura aplicando la fórmula 3.1 a cada punto de la cuenca. [Carson y Kyrkby \(1972\)](#) definieron el índice topográfico de humedad, que posteriormente fue empleado en el programa *TopModel* de [Beven y Kyrkby \(1979\)](#) que es un modelo hidrológico para flujo superficial y subsuperficial basado en el control topográfico del excedente de precipitación, en el cual, la humedad puede ser obtenida de la expresión 3.1. A medida que el área drenada es mayor y la inclinación de la ladera disminuye, la humedad aumenta. Se considera que las áreas con valores altos en el índice son también áreas con alta percolación.

### 3.5 SISTEMAS DE REFERENCIA GEODÉSICOS.

Desde 1988, el Servicio de Rotación de la Tierra (IERS) ha sido establecido conjuntamente por la Unión Astronómica Internacional (IAU) y la Unión Internacional de Geodesia y Geofísica (IUGG). La misión del IERS es proporcionar, a los científicos mundiales y a la comunidad técnica, valores de referencia para los parámetros de orientación de la Tierra y realizaciones de referencia de los internacionalmente aceptados sistemas de referencia terrestre y celeste. A partir de los estudios del IERS, se ha puesto de manifiesto que la Placa Continental Europea mantiene un movimiento bastante uniforme, de unos 3 cm por año, con relación al IERS, con excepción del extremo sur-este de Europa (Grecia, Turquía). Por esta razón, con el fin de mantener unas coordenadas razonablemente estables para Europa, la Subcomisión EUREF decidió definir un Sistema ligado a la placa Europea. Este sistema (datum) se denomina ETRS, o ETRS89.

La adopción de este nuevo sistema regulado por Real Decreto 1071/2007 en Julio de 2007, implicará que todos los mapas oficiales deberán cambiar sus coordenadas: *A partir del 1 de enero de 2012 no podrá inscribirse en el Registro Central de Cartografía, ni incluirse en el Plan Cartográfico Nacional, ningún proyecto nuevo que no se atenga a las especificaciones del presente real decreto.*

Por tanto, aunque toda la información cartográfica de que disponemos en estos momentos, descrita en anteriores apartados, viene en el sistema ED50, es de esperar que en un futuro próximo, nuevas cartografías y actualizaciones, así como cualquier proyecto que genere soporte cartográfico, venga en el nuevo sistema de referencia ETRS89, por lo que hemos estimado conveniente proveer a la aplicación informática de la capacidad de intercambio de datos en cualquier sistema de referencia geodésico. Para tal fin, se han utilizado fórmulas geodésicas y datos geoespaciales publicados por varias agencias gubernamentales: Geological Survey Bulletin 1532 (Snyder, 1982); Technical Report 8350.2, de la National Imagery and Mapping Agency (Mularie, 2000); y diversas aplicaciones del Instituto Geográfico Nacional español, que permiten realizar cambios de elipsoide y, para la proyección UTM cambios de huso. Conviene aclarar dos conceptos: sistemas de referencia y marcos de referencia.

Los *sistemas de referencia* se definen a partir de consideraciones matemáticas y físicas, y conllevan especificación de parámetros, puntos origen, planos, ejes, etc.

Los *marcos de referencia* están constituidos por puntos materializados en el terreno y ubicados con gran exactitud y precisión según alguno de los sistemas de referencia. En España, los marcos de referencia quedan materializados mediante las distintas redes:

- Red Geodésica Nacional Convencional (ROI, DATUM ED50), consta de 11.000 vértices, monumentados en el terreno.
- Red Geodésica Nacional por Técnicas Espaciales (REGENTE, DATUM ETRS89), formada por 1.200 estaciones ROI y NAP.
- Red de Nivelación de Alta Precisión, en fase de reobservación, con 12.000 km de desarrollo. DATUM vertical ALICANTE (NAP). DATUM vertical AMSTERDAM (EUVN).

La transformación de coordenadas en estas redes es compleja, se realizan ajustes por mínimos cuadrados o por otros sistemas y se obtienen parámetros según el tipo de transformación, de 6 parámetros, de 9, etc. También se dispone de mallas de transformación elaboradas por el IGN.

Es para los *sistemas de referencia* donde es aplicable directamente la formulación geodésica programada, y es además la utilizada en los sistemas de información geográfica, quedando las transformaciones entre *marcos de referencia* para proyectos que precisan ser materializados en el terreno real con gran precisión.

## 4 MODELIZACIÓN DE LLUVIAS.

En este capítulo se describe el proceso completo para obtener lluvias de diseño en una cuenca o región y sus hietogramas. Para realizar la simulación de una determinada tormenta sobre un área es necesario seguir un esquema como el siguiente:

1. Determinar una cantidad de precipitación representativa, por ejemplo, la precipitación máxima diaria asociada a un periodo de retorno. Esto se realiza con los procedimientos descritos en el apartado 4.1.
2. Establecer un patrón de tormentas o distribución espacial de la precipitación en esa área, siguiendo lo expuesto en el apartado 4.2.
3. Construir un hietograma medio para toda la cuenca, o bien dividir la cuenca en subcuencas, o en celdas, y para cada porción definir un hietograma. Para ello se establecerán curvas IDF (intensidad-duración frecuencia), y se considerarán algunos factores como el de máxima duración o la transformación lluvia diaria en lluvia de 24 horas. Finalmente se definirán hietogramas mediante el método del bloque alterno y se realizarán algunas consideraciones sobre variaciones de los hietogramas por la superficie de la cuenca. Todos estos mecanismos se describen en el apartado 4.3.

Para modelizar lluvias reales a partir de registros puntuales de pluviómetros, se utiliza un método de interpolación basado en funciones de base radial que se desarrolla en el apartado 4.4.

### 4.1 DETERMINACIÓN DE LLUVIAS CON LA FUNCIÓN $SQRT-ET_{MAX}$ .

#### 4.1.1 INTRODUCCIÓN.

La presente metodología se propone como alternativa a la utilizada en el ajuste de la función  $SQRT-ET_{MAX}$  a series pluviométricas, y como una nueva forma de obtener, mediante fórmulas analíticas, los valores tabulados de las publicaciones del [Ministerio de Fomento \(Dirección General de Carreteras, 1996, 1999\)](#). La formulación propuesta puede ser utilizada con facilidad, analíticamente y de forma continua, bien en hojas de cálculo o bien en programas informáticos.

El método de la función  $SQRT-ET_{MAX}$  lo podemos enmarcar dentro de los métodos de estadística de valores extremos ya introducidos en el [capítulo 2](#). Inicialmente consiste en analizar las series extremas registradas en un pluviómetro y realizar el ajuste de los parámetros de esta función estadística que está definida con la siguiente expresión:

$$F(x) = \exp \left[ -k \left( 1 + \sqrt{\alpha x} \right) \exp \left( -\sqrt{\alpha x} \right) \right] \quad [4.1.1]$$

$x$  Precipitación en este caso.

$F(x)$  Probabilidad de que se presente un valor inferior a  $x$ .

$K$  y  $a$  Parámetros de la distribución que dependen de la media y la desviación típica.

En las publicaciones de Fomento se ha realizado un trabajo regionalizado con los datos de estaciones pluviométricas distribuidas en todo el territorio peninsular, aplicando esta función.

#### 4.1.2 UTILIZACIÓN DE LOS DATOS DE MÁXIMAS LLUVIAS.

En el apartado 3.1.3 se realizó una descripción de las dos coberturas que acompañan a la publicación de Fomento, generadas para el territorio peninsular: precipitación máxima diaria y coeficiente de variación. Para aplicar este método a un determinado punto se obtienen, bien de los mapas suministrados o de las coberturas en archivo digital, el valor de la precipitación ( $Pm$ ) y del coeficiente de variación ( $Cv$ ). De la tabla 4.1.1, suministrada con la publicación, se selecciona la fila correspondiente al coeficiente de variación obtenido y se obtiene el factor de amplificación ( $K_T$ ) correspondiente al periodo de retorno que se quiere calcular. La precipitación correspondiente a ese periodo de retorno se obtiene multiplicando ambos valores:

$$P_T = Pm \cdot K_T \quad [4.1.2]$$

Entre las principales ventajas de este método está el mantener un criterio uniforme para toda la península, así como el haber tenido en cuenta los datos registrados en la mayor parte de las estaciones pluviométricas existentes.

Las principales desventajas son la escasa documentación existente, tanto sobre la aplicación de la propia función de distribución (no es utilizada universalmente), como del trabajo de Fomento, del que sólo se tienen los valores de la tabla 4.1.1, sin disponer de funciones continuas para el coeficiente de variación o para el periodo de retorno. Por otra parte, los datos de la publicación tampoco pueden ser utilizados de forma sistemática. Son estas razones las que justifican el siguiente trabajo que tiene por objeto la utilización de los datos de la publicación de Fomento de forma continua y sistemática mediante una aplicación informática completamente automática.

TABLA 4.1.1: Valores del factor de amplificación ( $K_T$ ) en la publicación del Ministerio de Fomento en función del periodo de retorno y del coeficiente de variación ( $C_v$ ).

| $C_v$ | 2     | 5     | 10    | 25    | 50    | 100   | 200   | 500   |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0,300 | 0,935 | 1,194 | 1,377 | 1,625 | 1,823 | 2,022 | 2,251 | 2,541 |
| 0,310 | 0,932 | 1,198 | 1,385 | 1,640 | 1,854 | 2,068 | 2,296 | 2,602 |
| 0,320 | 0,929 | 1,202 | 1,400 | 1,671 | 1,884 | 2,098 | 2,342 | 2,663 |
| 0,330 | 0,927 | 1,209 | 1,415 | 1,686 | 1,915 | 2,144 | 2,388 | 2,724 |
| 0,340 | 0,924 | 1,213 | 1,423 | 1,717 | 1,930 | 2,174 | 2,434 | 2,785 |
| 0,350 | 0,921 | 1,217 | 1,438 | 1,732 | 1,961 | 2,220 | 2,480 | 2,831 |
| 0,360 | 0,919 | 1,225 | 1,446 | 1,747 | 1,991 | 2,251 | 2,525 | 2,892 |
| 0,370 | 0,917 | 1,232 | 1,461 | 1,778 | 2,022 | 2,281 | 2,571 | 2,953 |
| 0,380 | 0,914 | 1,240 | 1,469 | 1,793 | 2,052 | 2,327 | 2,617 | 3,014 |
| 0,390 | 0,912 | 1,243 | 1,484 | 1,808 | 2,083 | 2,357 | 2,663 | 3,067 |
| 0,400 | 0,909 | 1,247 | 1,492 | 1,839 | 2,113 | 2,403 | 2,708 | 3,128 |
| 0,410 | 0,906 | 1,255 | 1,507 | 1,854 | 2,144 | 2,434 | 2,754 | 3,189 |
| 0,420 | 0,904 | 1,259 | 1,514 | 1,884 | 2,174 | 2,480 | 2,800 | 3,250 |
| 0,430 | 0,901 | 1,263 | 1,534 | 1,900 | 2,205 | 2,510 | 2,846 | 3,311 |
| 0,440 | 0,898 | 1,270 | 1,541 | 1,915 | 2,220 | 2,556 | 2,892 | 3,372 |
| 0,450 | 0,896 | 1,274 | 1,549 | 1,945 | 2,251 | 2,586 | 2,937 | 3,433 |
| 0,460 | 0,894 | 1,278 | 1,564 | 1,961 | 2,281 | 2,632 | 2,983 | 3,494 |
| 0,470 | 0,892 | 1,286 | 1,579 | 1,991 | 2,312 | 2,663 | 3,044 | 3,555 |
| 0,480 | 0,890 | 1,289 | 1,595 | 2,007 | 2,342 | 2,708 | 3,098 | 3,616 |
| 0,490 | 0,887 | 1,293 | 1,603 | 2,022 | 2,373 | 2,739 | 3,128 | 3,677 |
| 0,500 | 0,885 | 1,297 | 1,610 | 2,052 | 2,403 | 2,785 | 3,189 | 3,738 |
| 0,510 | 0,883 | 1,301 | 1,625 | 2,068 | 2,434 | 2,815 | 3,220 | 3,799 |
| 0,520 | 0,881 | 1,308 | 1,640 | 2,098 | 2,464 | 2,861 | 3,281 | 3,860 |

### 4.1.3 METODOLOGÍA PROPUESTA.

Como antecedente, cabe mencionar el primer trabajo donde se proponen métodos para utilizar la función  $SQRT-ET_{MAX}$  mediante funciones polinómicas en [Zorraquino \(2004\)](#).

En nuestro caso, para alcanzar los objetivos propuestos es necesario deducir el denominado factor de amplificación ( $K_T$ ) a partir del coeficiente de variación ( $C_v$ ). Por otra parte, para poder aplicar la función  $SQRT-ET_{MAX}$  es necesario averiguar los coeficientes  $K$  (factor de forma) y  $\alpha$  (factor de escala) a partir del coeficiente de variación, el cual puede provenir del análisis estadístico de una serie de valores o bien puede ser obtenido de la distribución que ha publicado Fomento (1999) para la España Peninsular en formato digital.

Presentamos dos métodos analíticos. En el primero, el factor de amplificación ( $K_T$ ) se obtiene directamente a partir de un valor elegido para el periodo de retorno ( $T$ ) y de otro valor conocido del coeficiente de variación ( $C_v$ ), que puede ser obtenido mediante interpolación del archivo digital CALCV.DIR o directamente del *mapa de máximas precipitaciones diarias* del Ministerio de Fomento (1999).



En el segundo método, más complejo, se determinan los coeficientes  $K$  (factor de forma) y  $\alpha$  (factor de escala), a partir del coeficiente de variación ( $C_v$ ) que puede venir, además de la mencionada información de fomento, de los estadísticos (media y desviación típica) de una serie concreta de lluvias.

Los datos de partida son los valores del factor de amplificación ( $K_T$ ) proporcionados por el Ministerio de Fomento en varias publicaciones (Tabla 4.1.1).

**4.1.4 MÉTODO DIRECTO.**

Este método es muy sencillo de aplicar: dado un punto en el que se quiere determinar la precipitación máxima diaria para un periodo de retorno  $T$ , previamente seleccionado, basta obtener de las coberturas,  $Pm$  y  $C_v$ . A continuación, mediante una de las ecuaciones 4.1.7 o 4.1.8, se obtiene  $K_T$  para luego, mediante 4.1.2, obtener la precipitación  $P$  buscada. Así, puede obtenerse una determinada precipitación para cualquier periodo de retorno y de forma automática. En el siguiente desarrollo se muestran los pasos seguidos para llegar a las ecuaciones.

Para un valor fijo de  $C_v$ , la relación entre  $K_T$  y  $T$  mantienen una relación logarítmica (figura 4.1.1) que puede aproximarse con la ecuación:

$$K_T(T) = a_1 + a_2 \ln(T_i) \quad [4.1.3]$$

en tanto que, manteniendo fijo  $T$ , los coeficientes  $K_T$  y  $C_v$  mantienen una relación próxima a un polinomio de segundo grado:

$$K_T(C_v) = b_1 + b_2 C_v + b_3 C_v^2 \quad [4.1.4]$$

FIGURA 4.1.1: Series para cada coeficiente de variación ( $C_v$ ), en función del periodo de retorno ( $T$ ) y del factor de amplificación ( $K_T$ ).

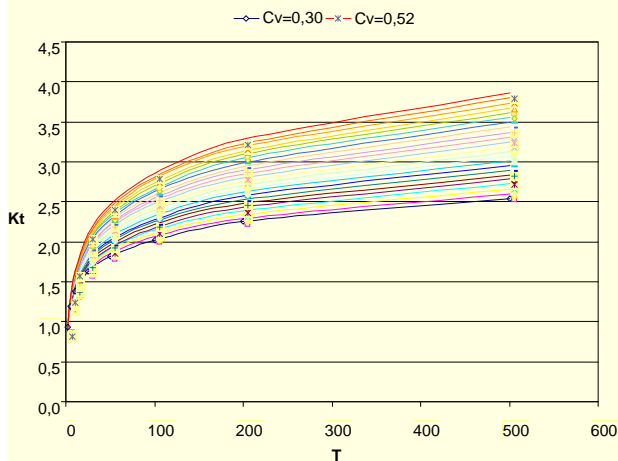
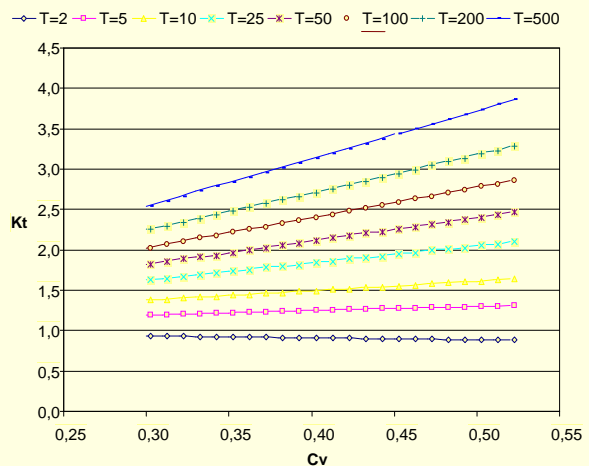


FIGURA 4.1.2: Series para periodos de retorno ( $T$ ), en función del coeficiente de variación ( $C_v$ ) y del factor de amplificación ( $K_T$ ).



Para relacionar  $K_T$  con  $T$  y  $Cv$  simultáneamente, se consigue multiplicando ambas ecuaciones, con lo que se obtiene una ecuación de 6 parámetros ( $a_j$ ).

$$K_T(T,Cv) = K_T(T) \cdot K_T(Cv)$$

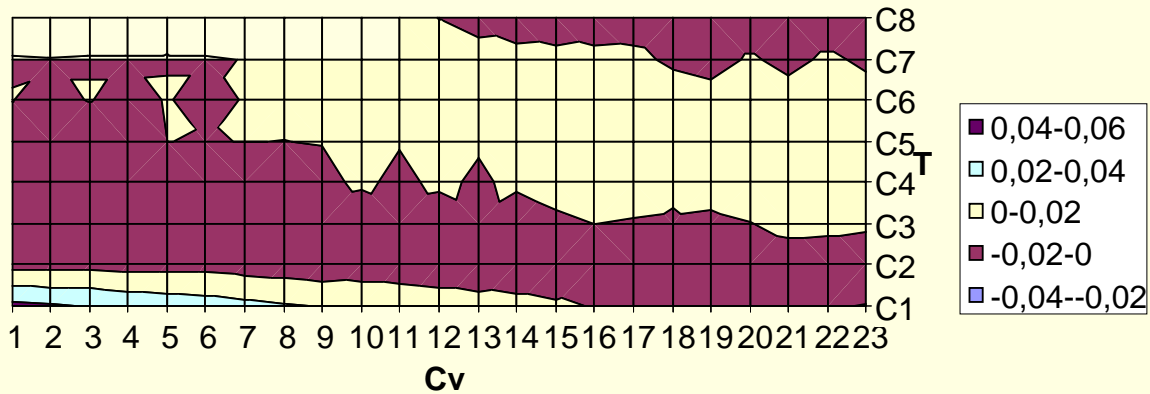
$$K_T(T,Cv) = a_1 + a_2Cv_j^2 + a_3Cv_j + a_7Ln(T_i) + a_8Cv_jLn(T_i) + a_9Cv_j^2Ln(T_i) \quad [4.1.5]$$

Para resolver los coeficientes de la ecuación a partir de las  $23 \times 8 = 184$  ecuaciones obtenidas con los datos de la [tabla 4.1.1](#), se requiere el método de mínimos cuadrados.

Una vez determinados los coeficientes de la [ecuación 4.1.5](#) ([tabla 4.1.2](#)), se ha visto que los residuos tienen una distribución asimilable a un paraboloide muy próximo a un cilindro parabólico no reglado, por lo que se decide añadir la ecuación del paraboloide y, aplicando el principio de superposición, sumarla a la [ecuación 4.1.5](#), resultando la [ecuación 4.1.6](#) de 9 parámetros:

$$K_T(T,Cv) = a_1 + a_2Cv_j^2 + a_3Cv_j + a_4Cv_j T_i + a_5 T_i + a_6 T_i^2 + a_7Ln(T_i) + a_8Cv_jLn(T_i) + a_9Cv_j^2Ln(T_i) \quad [4.1.6]$$

Figura 4.1.3.- Distribución de los residuos.



Una vez calculados por mínimos cuadrados los nuevos coeficientes y determinados los residuos, se ha observado que el último término tiene poca relevancia, por lo que presentamos dos posibles ecuaciones finales, una con 5 parámetros y otra con 8 parámetros.

$$K_T(T,Cv) = a_1 + a_2Cv^2 + a_3Cv + a_7Ln(T) + a_8Cv Ln(T) \quad [4.1.7]$$

$$K_T(T,Cv) = a_1 + a_2Cv^2 + a_3Cv + a_4Cv T + a_5T + a_6T^2 + a_7Ln(T) + a_8Cv Ln(T) \quad [4.1.8]$$

Tabla 4.1.2.- Coeficientes de las ecuaciones.

| COEFICIENTE | ECUACIÓN CON 5 PARÁMETROS | ECUACIÓN CON 8 PARÁMETROS |
|-------------|---------------------------|---------------------------|
| $a_1 =$     | 1,12351497688944          | 1,06962990220203          |
| $a_2 =$     | 0,402314358301133         | 0,100176046119698         |
| $a_3 =$     | -1,44669692921696         | -1,06512484783197         |
| $a_4 =$     | 0                         | 0,00216244833874087       |
| $a_5 =$     | 0                         | 0,000112783324075132      |
| $a_6 =$     | 0                         | -0,000000956141696044239  |
| $a_7 =$     | -0,0380352194123049       | -0,0277141912053014       |
| $a_8 =$     | 1,082586455953690         | 0,966114419715147         |

#### 4.1.4.1 TESTIFICACIÓN.

Para la estimación del error en la determinación de  $K_T$ , hemos utilizado como puntos de control los valores de la tabla 4.1.1 que, comparados con los valores obtenidos con la fórmula, se han generado residuos (dados en tanto por uno) sobre el valor origen. Los residuos arrojan los siguientes resultados:

| ECUACIÓN      | EMC <sup>11</sup> | ERROR MEDIO | DESV. TÍPICA | ERROR MAX. |
|---------------|-------------------|-------------|--------------|------------|
| 5 Parámetros. | 1,99E-02          | 2,91E-03    | 1,97E-02     | 3,73E-02   |
| 8 Parámetros. | 3,67E-03          | 2,10E-04    | 3,66E-03     | 7,86E-03   |

#### 4.1.4.2 RANGO DE APLICACIÓN.

En principio, el rango de aplicación es el estudiado, es decir, para un coeficiente de variación  $Cv$  entre 0,30 y 0,52 y periodo de retorno  $T$  entre 2 y 500 años.

Para periodos de retorno de mayor duración se ha realizado un estudio comparativo con los valores obtenidos con las ecuaciones propuestas por [Zorraquino \(2004\)](#) aplicándolas con el segundo método que veremos más adelante. El estudio se ha realizado para un rango de 500 a 10.000 años, y para un rango de  $Cv$  entre 0,30 y 0,52 que es el que se da en España peninsular según las publicaciones de Fomento, y con otro rango más amplio, entre 0,30 y 0,60.

<sup>11</sup> EMC: error medio cuadrático: Raíz cuadrada de la media aritmética de los cuadrados de los residuos.  
En inglés, RMSE (RMS): Root mean square error. MSE: mean square error.

La conclusión es que, para periodos de retorno a partir del orden de 570 años, la ecuación de 8 parámetros comienza a desviarse considerablemente, en tanto que la ecuación de 5 parámetros se mantiene en un rango aceptable.

Una vez estudiado el asunto, el rango de validez en cuanto a periodos de retorno largos para la ecuación de 8 parámetros, viene limitado por un polinomio de segundo grado (ecuación 4.1.9) donde se igualan los resultados obtenidos para  $K_T$  con ambas ecuaciones. Para periodos de retorno más largos se utilizará la ecuación de 5 parámetros.

$$T = a C_v^2 + b C_v + c \quad [4.1.9]$$

$$a = 192,982456140351 \quad b = 1766,14035087719 \quad c = 24,7894736842105$$

Aplicando este criterio se han conseguido los siguientes resultados del test:

| RANGO $C_v$ | EMC      | ERROR MEDIO | DESVIACIÓN | ERROR MAX. | $C_v$ | T      |
|-------------|----------|-------------|------------|------------|-------|--------|
| 0,30 - 0,52 | 7,89E-02 | 7,35E-02    | 2,87E-02   | 1,30E-01   | 0,51  | 10.000 |
| 0,30 - 0,69 | 1,02E-01 | 9,42E-02    | 3,86E-02   | 1,72E-01   | 0,69  | 10.000 |

#### 4.1.4.3 EJEMPLO DE APLICACIÓN.

Para Zaragoza, del mapa de la publicación del [Ministerio de Fomento \(1999\)](#) se obtiene  $C_v = 0,40$  y  $Pm = 43$ . Con la [ecuación 4.1.9](#) comprobamos que el periodo de retorno limitante para este coeficiente de variación es 762 años. Si, por ejemplo, queremos calcular la precipitación de 500 años, utilizaremos la ecuación de 8 parámetros por tener mayor precisión en este rango. Aplicándola se obtiene  $K_T = 3,137$ , por lo que la precipitación máxima diaria para ese periodo de retorno será  $P_T = Pm \cdot K_T = 134,9$  mm. De la tabla 4.1.1 se obtiene  $K_T = 3,128$  y una precipitación máxima diaria de 134,5 mm, cuya diferencia es mínima.

#### 4.1.5 APLICACIÓN CON LA DISTRIBUCIÓN SQRT-ET<sub>MAX</sub>.

Con este segundo método, se presenta una forma de utilizar la función de distribución SQRT-ET<sub>MAX</sub> en cualquier serie pluviométrica concreta, y también otro modo de obtener el factor de amplificación  $K_T$  y poder utilizar de forma analítica la metodología de Fomento al igual que con el método anterior.

La función de distribución SQRT-ET<sub>MAX</sub> está definida con la [expresión 4.1.1](#).

Para aplicar este método a series pluviométricas en España se siguen los siguientes pasos:

1. Obtención del coeficiente de variación. Puede obtenerse a partir de los parámetros estadísticos de una serie pluviométrica o de la cobertura de la publicación de Fomento.
2. Aplicando las [ecuaciones 4.1.13](#) y [4.1.14](#) se obtienen  $\beta$  y  $k$ .
3. Utilizando estos dos valores en la ecuación 4.1.9 para una determinada frecuencia ( $F=1-1/T$ ), se obtiene  $K_T$  mediante iteraciones sucesivas.
4. Con  $K_T$  y la media de la serie ( $\bar{X}$ ) aplicando [4.1.10](#), se obtiene el valor de la precipitación para una frecuencia determinada.

En el siguiente desarrollo se muestran los pasos seguidos para llegar a las ecuaciones.

Partiendo de las relaciones que se dan a continuación, donde el estimador  $a$  es sustituido por otro independiente de la precipitación media:

$$\beta = \alpha \cdot \bar{x} \qquad x = K_T \cdot \bar{x} \qquad [4.1.10]$$

Como en los datos de partida (tabla 4.1.1) solamente conocemos 3 valores, ( $T$ ,  $C_V$  y  $K_T$ ),  $F(x)$  proviene de  $T$ . Por otra parte, podemos introducir en la [ecuación 4.1.2](#) el factor de amplificación ( $K_T$ ), realizando las siguientes sustituciones:

$$\alpha x = \beta K_T \qquad F(x) = 1 - \frac{1}{T}$$

Ahora las ecuaciones a resolver con mínimos cuadrados serían las resultantes de la [ecuación 4.1.11](#) a partir de los datos de la tabla 4.1.1 ( $K_T$  y  $T$ ). Para cada coeficiente de variación ( $C_V$ ), obtendremos valores de  $\beta$  y  $k$ .

$$F(x) = \exp \left[ -k \left( 1 + \sqrt{\beta \cdot K_T} \right) \exp \left( -\sqrt{\beta \cdot K_T} \right) \right] \qquad [4.1.11]$$

Para resolver esta ecuación se requiere su linealización y, mediante iteraciones sucesivas, aproximarse a la solución buscada. Por otra parte, para cada fila o  $C_v$  en cada iteración se plantea un sistema de 8 ecuaciones y 2 incógnitas que resolveremos con el método de mínimos cuadrados. La linealización se obtiene por el desarrollo de Taylor, deteniéndose en la 1ª derivada.

$$\frac{\partial F}{\partial k} \cdot R_k + \frac{\partial F}{\partial \beta} \cdot R_\beta - F(k, \beta) = 0 \quad [4.1.12]$$

$$\frac{\partial F}{\partial k} = -(1 + \sqrt{\beta \cdot K_T}) \exp(-\sqrt{\beta \cdot K_T}) \exp[-k(1 + \sqrt{\beta \cdot K_T}) \exp(-\sqrt{\beta \cdot K_T})]$$

$$\frac{\partial F}{\partial \beta} = k \cdot \left[ \frac{1}{2} K_T \exp(-\sqrt{\beta \cdot K_T}) \right] \exp[-k(1 + \sqrt{\beta \cdot K_T}) \exp(-\sqrt{\beta \cdot K_T})]$$

Para cada fila de la tabla 4.1.1, el procedimiento se ha seguido de la siguiente forma: se parte de valores aproximados de  $\beta$  y  $k$ , se plantean las 8 ecuaciones tipo 4.1.12 con los pares de valores  $K_T$ ,  $T$  y, obtenemos los residuos o correcciones de  $\beta$  y  $k$ . El proceso se repite hasta que los residuos se consideran suficientemente pequeños.

Aplicando el procedimiento, para cada valor de  $C_v$  hemos obtenido el valor de los parámetros de la distribución (Tabla 4.1.3).

Tabla 4.1.3.- Valores obtenidos para los estimadores  $k$  y  $\beta$  en función del coeficiente de variación.

| $C_v$ | $K$               | $\beta$          |
|-------|-------------------|------------------|
| 0,30  | 993,9463707451200 | 99,2043526253693 |
| 0,31  | 798,3766588999460 | 94,5832333953516 |
| 0,32  | 612,3449154250940 | 89,0582150403610 |
| 0,33  | 484,9678721172700 | 84,2303809044484 |
| 0,34  | 399,7294221579140 | 80,4387624366635 |
| 0,35  | 326,1259022423480 | 76,5062443448640 |
| 0,36  | 274,6054396816060 | 73,1752855935497 |
| 0,37  | 224,8267750986290 | 69,3738170755245 |
| 0,38  | 189,1833284887030 | 66,2306463213252 |

| Cv   | K                 | $\beta$          |
|------|-------------------|------------------|
| 0,39 | 164,9545272612630 | 63,7714468744261 |
| 0,40 | 142,6120875334950 | 61,2533913522296 |
| 0,41 | 120,2620947814330 | 58,2973517955233 |
| 0,42 | 107,5516340890070 | 56,4067398060878 |
| 0,43 | 92,7172752479878  | 53,9478185726514 |
| 0,44 | 82,4516451834027  | 52,0481465910165 |
| 0,45 | 74,6550800923604  | 50,4461707038599 |
| 0,46 | 67,2179387993737  | 48,7660483596623 |
| 0,47 | 59,2230615325290  | 46,7356764755070 |
| 0,48 | 53,9310054752650  | 45,2927220203777 |
| 0,49 | 49,4286667896607  | 44,0094038043184 |
| 0,50 | 45,6514427242706  | 42,8202716030362 |
| 0,51 | 41,9293973462123  | 41,5524415038642 |
| 0,52 | 37,9104383152884  | 40,0468216285558 |

Como  $\beta$  y  $k$  dependen exclusivamente del coeficiente de variación ( $Cv$ ) y, de la observación de las distribuciones de la tabla 4.1.2, hemos deducido que se ajustan a funciones polinómicas de grados ( $g$  y  $h$ ) a determinar en función de los test de ajuste, planteamos dos polinomios:

$$\beta = \sum_{i=0}^g a_i Cv^i \quad [4.1.13]$$

$$k = \sum_{j=0}^h b_j \beta^j \quad [4.1.14]$$

Se ha probado combinando los grados de ambos polinomios,  $g$  y  $h$ , entre 2 y 6 y, de las 25 combinaciones posibles, hemos seleccionado los de grado 4 para ambos, por presentar un buen ajuste y porque para grados mayores, la precisión obtenida no era relevante respecto al aumento de complejidad.

Tabla 4.1.4.- Coeficientes para las ecuaciones 4.1.13 y 4.1.14.

| i,j | $a_i$               | $b_j$               |
|-----|---------------------|---------------------|
| 0   | 627,780323269167    | 333,65973048321     |
| 1   | -3671,503770281280  | -24,19189640940050  |
| 2   | 9148,010323449240   | 0,675432119778036   |
| 3   | -10734,013673951000 | -0,0082042352114836 |
| 4   | 4886,192739791730   | 0,0000456557704949  |

Los coeficientes resultantes se dan en la tabla 4.1.4, y su test se muestra a continuación.

| EMC      | ERROR MEDIO | DESVIACIÓN | ERROR MÁXIMO |
|----------|-------------|------------|--------------|
| 3,09E-03 | 1,38E-03    | 2,77E-03   | 7,95E-03     |

#### 4.1.5.1 RANGO DE APLICACIÓN.

El método presentado es una forma de obtener los estimadores  $\beta$  y  $k$  de la función de distribución SQRT-ET<sub>MAX</sub>, a partir del coeficiente de variación. Los datos de partida son los presentados por el Ministerio de Fomento (1999), por lo que hay que asumir su representatividad.

#### 4.1.5.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN.

El procedimiento consiste en lo siguiente: una vez obtenido el coeficiente de variación, con los polinomios 4.1.13 y 4.1.14 se determinan  $\beta$  y  $k$ . Utilizando estos dos valores en la ecuación 4.1.11 para una determinada frecuencia, se obtiene  $K_T$  mediante iteraciones sucesivas.

En la publicación *Las precipitaciones máximas en 24 horas y sus periodos de Retorno en España* (Ministerio de Medio Ambiente, 1988), para el observatorio de Zaragoza Aeropuerto, se tiene una serie que comprende entre 1950 y 1989. La media es de 36,8 y la desviación típica es de 13,0. El coeficiente de variación resulta ser:

$$Cv = s / m = 13,0 / 36,8 = 0,353$$

Aplicando 4.1.13 y 4.1.14:  $\beta = 75,377$  ;  $k = 325,204$

Los valores obtenidos con la fórmula y con los otros métodos son los siguientes:

| METODO→ | SQR     | DIRECTO | ZORRAQUINO | Interpolando tabla |
|---------|---------|---------|------------|--------------------|
| $K_T$   | 2,866   | 2,852   | 2,822      | 2,849              |
| $P_T$   | 105,455 | 104,966 | 103,874    | 104,850            |

En la mencionada publicación, con la distribución de Gumbel obtienen un valor de  $P_T$  de 101,0 mm para 500 años.



## 4.2 DISTRIBUCIÓN AREAL DE TORMENTAS.

Cuando precipita un determinado aguacero sobre un área extensa, se produce una variación de su intensidad que es máxima en un punto hipotético que se denomina *núcleo de la tormenta*. Por tanto, para una misma lluvia, la intensidad media en una cuenca es tanto menor cuanto mayor sea su área. A este fenómeno se le conoce como *distribución areal de tormentas*, *decaimiento areal* o *relación lluvia puntual - lluvia areal*.

### 4.2.1 ANTECEDENTES.

Témez (1991) estableció un coeficiente areal de lluvias en función del área de la cuenca  $A$  (en  $\text{km}^2$ ), para ser aplicado en el denominado método racional modificado. Este coeficiente reduce una determinada precipitación obtenida para una cuenca cuanto mayor es su área. La precipitación así obtenida, aplicada con el método racional, representa la precipitación media en la cuenca y se utiliza de forma agregada, constante en toda la cuenca.

$$K_A = 1 - \frac{\log_{10} A}{15} \quad [4.2.1]$$

### 4.2.2 MODELO DISTRIBUIDO.

Ahora nos planteamos obtener un valor concreto de precipitación en cada punto de la cuenca, es decir, una distribución espacial continua, o lo que es lo mismo, un modelo distribuido de precipitación. Además, lo haremos manteniendo como condición de contorno el criterio de distribución areal de Témez.

Para conocer la precipitación en un punto introduciremos un factor  $K_D$  que representa un coeficiente areal distribuido. Por tanto, entre Ambos coeficientes, existirá una relación tal que el *coeficiente areal* sea la media del *coeficiente distribuido* tomando como origen el núcleo de la tormenta:

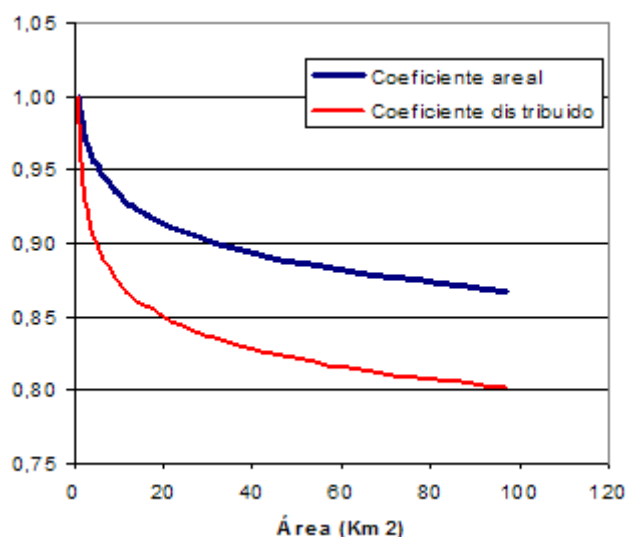
$$K_A = \frac{\int_1^A K_D dA}{A-1} \quad [4.2.2]$$

Despejando  $K_D$  queda:

$$K_D = \frac{d}{dA} [K_A \cdot (A-1) + C] = K_A - \frac{A-1}{15 A \ln(10)} \quad [4.2.3]$$

Siendo  $C$  una constante que proviene del segundo término de la integral definida que desaparece al hallar la derivada de la función.

Figura 4.2.1.- Coeficientes de distribución areal.



En lo que sigue, primero plantearemos la distribución areal de una tormenta, que es lo mismo que plantear la distribución areal del coeficiente  $K_D$ , y más adelante trataremos de cómo proyectarlo en la geometría concreta de una cuenca.

### 4.2.3 PATRÓN DE TORMENTAS.

El patrón de tormentas, también denominado patrón de isoyetas, representa la distribución espacial de la lluvia en una cuenca o en un área. El modelo más frecuentemente adoptado es el elíptico (Chow et al., 1994).

Proponemos aquí una forma de construir un patrón de tormentas manteniendo un criterio de distribución areal como el del apartado 4.2.2. Expondremos el desarrollo con un patrón elíptico aunque puede adoptarse cualquier otra figura geométrica o formas irregulares.

Para definir un patrón de tormentas necesitamos adoptar como dato de partida los siguientes:

- Precipitación ( $P$ ).
- Curva de decaimiento areal. La del apartado 4.2.2.
- Coordenadas del núcleo de la tormenta o centro de la elipse.
- Relación entre los semiejes mayor y menor ( $\lambda$ ). Los valores normales van entre 1 y 2,5 (Chow et al, 1994).
- Orientación.

El área de la elipse está dada por:

$$A = \pi a b \quad [4.2.4]$$

$$y \quad \lambda = \frac{a}{b} \quad [4.2.5]$$

$A$  Área de la elipse.

$a, b$  Semiejes mayor y menor.

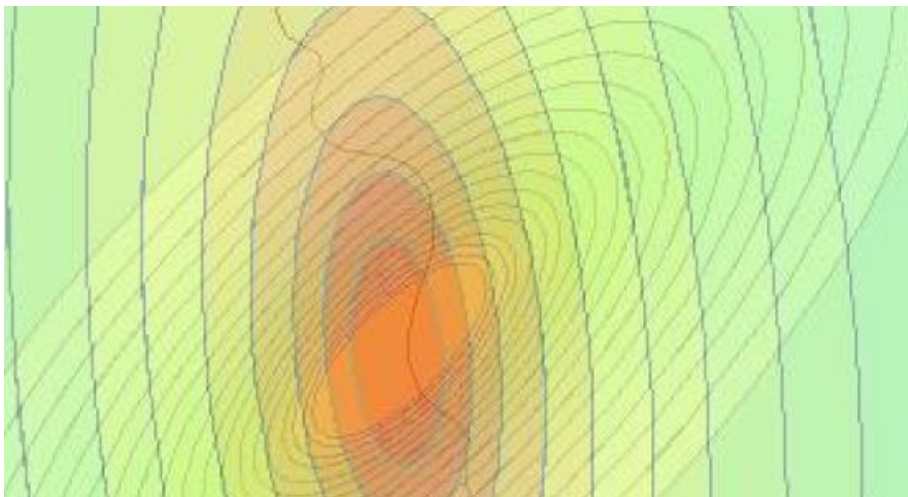
$\lambda$  Relación entre los semiejes mayor y menor.

Combinando las ecuaciones 4.2.1, 4.2.3, 4.2.4 y 4.2.5, se pueden obtener valores de precipitación para cualquier punto, o bien generar un mapa de isoyetas. Por ejemplo, para la isoyeta  $P_i$ :

$$\frac{P_i}{P} = K_D = K_A - \frac{A-1}{15 A \text{Ln}(10)} = 1 - \frac{\log_{10} A}{15} - \frac{A-1}{15 A \text{Ln}(10)}$$

Como  $P$  y  $P_i$  son conocidos, se puede obtener  $A$  por iteraciones. Conocidos  $A$  y  $\lambda$ , con 4.2.4 y 4.2.5 se obtienen  $a$  y  $b$ . Conocidas las coordenadas del centro de la tormenta (centro de la elipse) y determinando la orientación de la elipse se tiene una definición analítica de la elipse correspondiente a  $P_i$ . Normalmente la orientación se define mediante el azimut<sup>12</sup> o ángulo con el eje Y, que equivale al ángulo respecto al meridiano, medido en sentido horario en gonios.

Figura 4.2.2.- Patrones de tormenta con distinta orientación.



<sup>12</sup> No confundir con el rumbo, cuya medida se realiza respecto al norte magnético.

## 4.3 HIETOGRAMAS SINTÉTICOS.

### 4.3.1 CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA.

La forma más común de determinar los eventos de lluvia representativos en un área, cuenca o región, es utilizar un método que involucre una relación entre la *intensidad* de lluvia, la *duración* y las *frecuencias* o periodos de retorno.

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la cantidad de precipitación por unidad de tiempo<sup>13</sup> (e.g. mm/h). Puede ser la *intensidad instantánea* o la *intensidad promedio* sobre una determinada duración de lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio que puede expresarse como:

$$I = \frac{P}{T_d} \quad [4.3.1]$$

|       |                       |
|-------|-----------------------|
| $I$   | <i>Intensidad.</i>    |
| $P$   | <i>Precipitación.</i> |
| $T_d$ | <i>Duración.</i>      |

La frecuencia se expresa en función del periodo de retorno  $T_r$ , que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación, que igualan o exceden una magnitud de lluvia. Este concepto ya se ha desarrollado con mayor amplitud en el capítulo 2.

Existen múltiples ecuaciones para definir curvas IDF. Por ejemplo [Wenzel \(1982\)](#) dedujo, para algunas ciudades de Estados Unidos, coeficientes para utilizarse con la ecuación de la forma:

$$I = \frac{c}{T_d^e + f}$$

Donde  $c$ ,  $e$ , y  $f$  son coeficientes que varían con el lugar y el periodo de retorno. También es posible extender la ecuación para incluir el periodo de retorno  $T_r$ , utilizando la ecuación:

$$I = \frac{c T_r^m}{T_d^e + f}$$

<sup>13</sup> Si se está familiarizado con la cinemática, la precipitación sería equivalente a la distancia, y la intensidad de lluvia sería equivalente de la velocidad. Además, estas equivalencias pueden ser expresadas en las mismas unidades.

En España, y en esta tesis, se viene utilizando la ecuación de Témez dada en la instrucción de carreteras 5.2-IC que vimos en el capítulo 2, que se apoya en un mapa de distribución de la relación  $I_1/I_d$  para la España peninsular.

$$\frac{I_t}{I_d} = \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - T_d^{0,1}}{28^{0,1} - 1}} \quad [4.3.2]$$

$I_t$ : Intensidad media (mm/h) asociada al tiempo  $T_d$ .

$I_d$ : Intensidad media diaria máxima (mm/h) para el periodo de retorno considerado. A partir de los valores de  $P_d$  (precipitación diaria máxima modificada), se obtiene como  $I_d = P_d/24$ .

$I_1/I_d$ : Parámetro que representa la relación entre la intensidad horaria y la diaria, con el mismo periodo de retorno. Se obtiene consultando el mapa de isolíneas  $I_1/I_d$  que se incluye en la "Instrucción 5.2.-I.C.", y que se presenta a continuación.

$T_d$ : Duración del intervalo al que se refiere  $I$  (horas).

#### 4.3.2 MÁXIMA DURACIÓN.

Si utilizamos la ecuación 4.3.2 para una lluvia de larga duración, por ejemplo 24 horas, la precipitación total obtenida con la curva es mayor que la precipitación de referencia de 24 horas. Hay una duración de lluvia  $t_d$ , menor de 24 horas, para la cual la precipitación total se iguala con la precipitación de referencia  $P_d$ :

$$\frac{1}{t_d} = \frac{1}{24} \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - t_d^{0,1}}{28^{0,1} - 1}} \quad [4.3.3]$$

Esta duración  $t_d$  depende del valor  $I_1/I_d$ . Por ejemplo, si  $I_1/I_d$  vale 10, resolviendo por iteraciones 4.3.3 se obtiene, 13,7 horas para  $t_d$ , momento en el cual ya ha precipitado la cantidad equivalente a  $P_{24}$  que se toma como referencia. Si planteamos una lluvia de duración mayor, obtendremos una precipitación total del evento superior a la precipitación de referencia de 24 horas.

### 4.3.3 TRANSFORMACIÓN LLUVIA DIARIA - LLUVIA EN 24 HORAS.

En la mayoría de registros meteorológicos mundiales y en concreto en España, los registros de lluvia diaria se realizan en el intervalo comprendido entre las 8 horas de un día hasta las 8 horas del día siguiente. Para obtener la máxima precipitación en 24 horas para el intervalo con valor máximo y que comenzará y acabará en un horario distinto, se utiliza el factor corrector de la Organización Meteorológica Mundial ([World Meteorological Organization WMO, 1994](#)), que tiene un valor de 1,13 para cualquier punto en el mundo:

$$P_{24} = 1,13 P_d$$

### 4.3.4 MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO.

La distribución temporal de la lluvia en función de la duración de la tormenta de diseño es un dato básico para el diseño hidrológico. No producirá el mismo caudal un hietograma rectangular que otro con forma de pico, en el que la precipitación se concentra en una fracción de tiempo dentro de una tormenta. De igual modo no produce el mismo caudal un hietograma en pico dependiendo de donde esté desviado el pico, si al principio o al final de la tormenta, pues el caudal generado está relacionado con la capacidad del suelo para infiltrar agua en el momento del pico de la lluvia.

Hay varias formas de plantear el hietograma de diseño. Quizá el método más utilizado en estudios hidrológicos sea el denominado hietograma del Bloque Alterno (*Alternative block method, Chow et al. 1994*). Es un método simple para desarrollar el hietograma utilizando las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia. Calcula para una duración de tormenta  $T_d$ ,  $n$  intervalos de duración  $\Delta t$  ( $T_d = n\Delta t$ ) y se va buscando la intensidad correspondiente a  $\Delta t$ ,  $2\Delta t$ ,  $3\Delta t$ , hasta  $n\Delta t$ . Se calcula la precipitación total de cada intervalo y por sucesivas diferencias se obtiene el incremento de precipitación por cada incremento de tiempo dado. Los incrementos se reordenan de mayor a menor y se construye el hietograma de diseño de modo que la intensidad máxima ocurra, normalmente, cerca del centro temporal de la tormenta, y posteriormente los bloques se colocan alternativamente a partir de este valor central a derecha e izquierda.

Hay dos parámetros que determinan la lluvia de diseño, la *duración de la lluvia* y el *coeficiente de avance de la tormenta*.

El coeficiente de avance de la tormenta ( $r$ ) se define, para el caso del bloque alterno, como la relación del tiempo antes del pico con respecto a la duración de la tormenta. La metodología a seguir se resume a continuación:

- a) En primer lugar se deduce de la curva IDF el valor de la máxima intensidad de precipitación para cada una de las duraciones acumuladas de los intervalos considerados ( $\Delta t, 2\Delta t, \dots, n \Delta t$ ).
- b) Se obtiene el volumen máximo de precipitación acumulada como el producto de estas intensidades por la duración considerada ( $V_5, V_{10}, \dots, V_{60}$ ).
- c) Se calcula el volumen de agua que corresponderá a cada uno de los  $n$  bloques o intervalos del hietograma ( $V_1, V_2, \dots, V_{12}$ ), de modo que en todo momento el volumen total acumulado sea igual al que se obtuvo de la curva IDF. Por lo tanto:  $V_1 = V_5, V_2 = V_{10} - V_5, \dots, V_{12} = V_{60} - V_{55}$ .
- d) Reduciendo estos volúmenes a intensidades ( $I_j = V_j/\Delta t$ ), se tiene la estimación de los valores por bloques. Finalmente, se ordenan los bloques colocando el primer bloque (de intensidad máxima) en el centro del hietograma, y los bloques siguientes alternativamente a un lado y al otro de la intensidad máxima en función del coeficiente de avance de la tormenta.

#### 4.3.5 MODELO DISTRIBUIDO DEL COEFICIENTE DE TORMENTA.

Al realizar la simulación de lluvias en una cuenca siguiendo la metodología expuesta, donde se obtiene un hietograma para cada punto de la cuenca, se puede diseñar una distribución areal del coeficiente de tormenta, con lo que la forma de los hietogramas es diferente en cada punto de la cuenca.

La forma más sencilla de desarrollar esta característica es la de considerar una distribución lineal a lo largo de un eje que puede coincidir, o no, con el eje de la cuenca.

Si en la zona próxima a la cabecera de cuenca adoptamos un coeficiente de avance de tormenta por ejemplo  $1/10$  y en la zona cerca de la salida de la cuenca  $9/10$ , tendremos que el núcleo de la tormenta se va desplazando en la misma dirección que el escurrimiento de caudales por el curso principal, y obtendremos caudales punta más elevados que con un coeficiente de tormenta uniforme para todos los puntos de la cuenca. Por el contrario, si invertimos estos valores obtendremos valores más bajos.

#### 4.4 INTERPOLACIÓN DE LLUVIAS REALES.

Lo anteriormente expuesto en este capítulo se refiere a la síntesis de episodios teóricos de precipitación. En este apartado vamos a desarrollar un método de interpolación de lluvias para una región a partir de determinados registros puntuales (en pluviómetros) distribuidos por esa región. Se trata de establecer una función continua en la región, conocidos los valores en una serie de puntos dispersos (*scattered points*).

El método elegido es el de interpolación espacial mediante *funciones de base radial* (RBF, *radial basis function*) y, aunque es genérico para cualquier otra variable, aquí lo aplicamos con registros pluviométricos. Éste es un método, tal como lo hemos utilizado, de interpolación en dos dimensiones de tipo *spline* que produce una distribución continua de la precipitación evaluada a partir de los datos registrados en las estaciones. El método de interpolación fue propuesto por Hardy (1971).

Una función de base radial (RBF) es una función real cuyo valor depende sólo de la distancia desde el origen, de modo que  $\phi(x) = \phi(|x|)$ , o bien en la distancia de algún otro punto  $c$ , llamado *centro*, para que  $\phi(x,c) = \phi(|x-c|)$ . Cualquier función  $\phi$  que cumple la propiedad es una función radial. La norma suele ser la distancia euclídea, aunque las otras funciones de distancia también son posibles.

Tabla 4.4.1.- Funciones de base radial más frecuentemente utilizadas.

|   |  |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• multicuádrica (<i>multiquadric</i>):</li> </ul>  | $\varphi(r) = \sqrt{r^2 + \beta^2} \quad \text{para } \beta > 0 \quad [4.4.1]$ |
|   | $\varphi(r) = r^k \quad k = 1,3,5,\dots \quad [4.4.2]$                         |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• poliarmónica (<i>polyharmonic</i>):</li> </ul>   | $\varphi(r) = r^k \text{Ln}(r) \quad k = 2,4,6,\dots \quad [4.4.3]$            |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• de placa delgada (<i>thin plate</i>): Caso particular de poliarmónica.</li> </ul>  | $\varphi(r) = r^2 \text{Ln}(r) \quad k = 2,4,6,\dots \quad [4.4.4]$            |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• gaussiana (<i>gaussian</i>).</li> </ul>  | $\varphi(r) = e^{-\beta r^2} \quad \text{para } \beta > 0 \quad [4.4.5]$       |
| siendo  | $r = \ \mathbf{x} - \mathbf{c}_i\  \quad [4.4.6]$                              |
| <p><math>\mathbf{x}</math> representa las coordenadas (x,y) de cualquier punto del dominio de cálculo y <math>\mathbf{c}_i</math> a las coordenadas (x,y) de cada pluviómetro</p> |  |



Las funciones de base radial se utilizan para construir una función aproximada según la siguiente expresión:

$$y(\mathbf{x}) = \sum_{i=1}^n w_i \phi(\|\mathbf{x} - \mathbf{c}_i\|) \quad [4.4.7]$$

$y(\mathbf{x})$  representa el valor de la precipitación.

La función aproximada equivale a una suma de  $n$  funciones de base radial, cada una asociada a un centro  $\mathbf{c}_i$  diferente, y ponderadas con un coeficiente de peso  $w_i$ . Los pesos  $w_i$  pueden ser estimados creando un sistema de  $n$  ecuaciones lineales y  $n$  incógnitas ( $w_i$ ), tantas como centros. En los centros se tiene el valor de la función  $y(\mathbf{x}_j)$  y su posición  $\mathbf{x}_j = \mathbf{c}_j$ .

$$y(\mathbf{x}_j) = \sum_{i=1}^n w_i \phi(\|\mathbf{x}_j - \mathbf{c}_i\|) \quad j = 1, \dots, n \quad [4.4.8]$$

En la modelización de casos reales se ha puesto en práctica este método.

Por último, comentamos la propiedad de aditividad que presentan estas funciones y que puede ser útil en la obtención de diferentes coberturas de intervalos de precipitación y la cobertura de la suma de todas ellas (i.e. la cobertura de la precipitación de todo el episodio de lluvias). Si se tienen  $k$  coberturas de precipitación:

$$y_k(\mathbf{x}_j) = \sum_{i=1}^n w_{ki} \phi(\|\mathbf{x}_j - \mathbf{c}_i\|)$$

La precipitación total será:

$$y(\mathbf{x}_j) = \sum_{k=1}^n y_k(\mathbf{x}_j) = \sum_{k=1}^n \sum_{i=1}^n w_{ki} \phi(\|\mathbf{x}_j - \mathbf{c}_i\|)$$

Por lo tanto, para la cobertura de precipitación total se tendrá una ecuación como la 4.4.8 donde:

$$w_i = \sum_{k=1}^n w_{ki}$$

Por lo tanto, la cobertura de precipitación total puede obtenerse directamente de la interpolación de los valores de precipitación total en cada estación. Se obtendrá el mismo resultado sumando todas las coberturas de precipitación parcial correspondientes a cada intervalo de tiempo.

## 5 TRANSFORMACIÓN LLUVIA-ESCORRENTÍA.

En el [capítulo 2](#) se describen diferentes modelos clásicos de transformación lluvia-escorrentía. Entre ellos se incluye, aunque sin entrar en sus fundamentos, el método del número de curva del *Soil Conservation Service* (SCS) de Estados Unidos, actualmente *Natural Resources Conservation Service* (NRCS).

En los trabajos de aplicación de esta tesis se ha adoptado este modelo por varios motivos:

- Se puede aplicar con datos de coberturas digitales existentes, confeccionadas por distintas administraciones españolas, tales como modelos digitales de elevaciones, Corine Land Cover y mapas geológicos. También, partiendo de ortofotos de distintos planes cartográficos o de coberturas de satélites como LANDSAT o SPOT, se puede extraerse información para ser aplicada con éste método.
- Tiene gran difusión a nivel mundial y por tanto es ampliamente conocido e investigado, desde sus inicios en 1954 con los trabajos del SCS, pasando por las distintas revisiones que se han ido realizando durante las décadas posteriores, y llegando a la actualidad donde se presentan nuevas líneas de investigación para conseguir un mejor conocimiento de su comportamiento.
- Se viene utilizando tradicionalmente en España mediante adaptaciones. La metodología de la Instrucción de carreteras 5.2.-IC es una adaptación de este método realizada por Témez, autor de la Instrucción.
- En los últimos tiempos se vienen realizando nuevas adaptaciones partiendo de las cartografías disponibles en España y se vienen realizando prometedoras investigaciones en el CEDEX (Centro de Estudios Hidrográficos del Ministerio de Fomento), y Tesis Doctorales sobre su aplicación en España.

Aunque la adaptación de Témez en la instrucción 5.2-IC da al método carácter oficial, la aplicación que se realiza en los innumerables trabajos de dimensionamientos hidrológicos e hidráulicos en ingeniería dan resultados muy diferentes y poco homogéneos, debido sobre todo a las diferencias entre las fuentes de datos o entre las interpretaciones que adoptan los diferentes autores de los estudios.

Los primeros trabajos, y únicos hasta el momento, que generan una cobertura de número de curva homogénea (en el sentido de que ha sido generada con los mismos criterios) para España, son los de [Ferrer-Juliá et al. \(1995, 1997, 2003, 2004\)](#) realizados en el CEDEX.

En los trabajos realizados en la presente tesis, se parte de la cobertura del número de curva generada por esta autora a partir de las nuevas fuentes de datos disponibles para el territorio Español, y lógicamente, utilizaremos la parte correspondiente al ámbito de nuestro estudio.

En este capítulo se presenta una perspectiva del método de número de curva, de sus principios, de cómo se aplica en los cálculos hidrológicos y de las distintas variantes formuladas por diferentes autores.

## 5.1 FORMULACIÓN DEL MÉTODO DE NÚMERO DE CURVA.

Para la tormenta como un todo, la altura de precipitación efectiva o escorrentía directa  $P_e$  es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación  $P$ ; de forma similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca  $F_a$  es menor o igual a alguna retención potencial máxima  $S$ . Esto se aprecia en la [Figura 5.1](#).

Existe una cierta cantidad de precipitación  $I_a$  (pérdida inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, posteriormente, se desarrolla la escorrentía potencial que es la diferencia entre  $P$  e  $I_a$ . La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir,

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Del principio de continuidad:

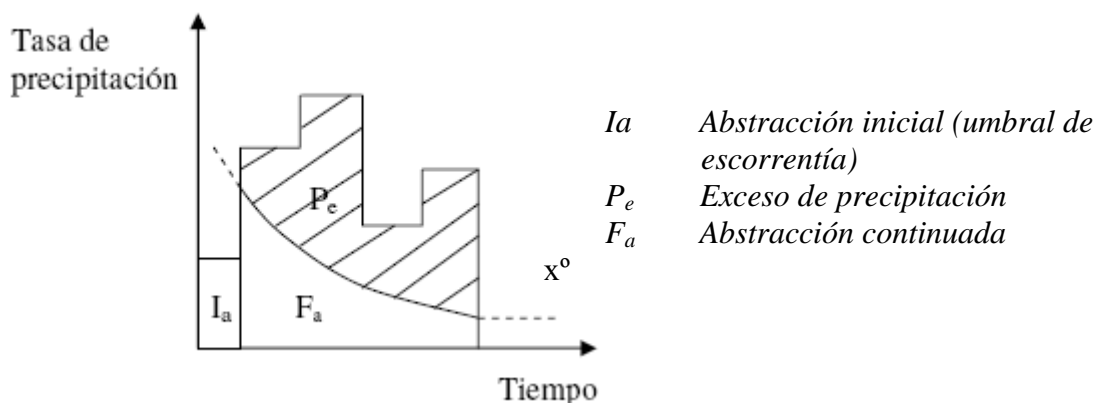
$$P = P_e + I_a + F_a$$

Combinando estas dos ecuaciones,  $P_e$  resulta:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

la cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método del número de curva del SCS.

*Figura 5.1. Variables en el método de abstracciones del SCS.*



La retención inicial  $I_a$  se atribuye principalmente a la interceptación, infiltración y almacenamiento en depresión que ocurren antes de que comience la escorrentía superficial. La interceptación y el almacenamiento en depresión varían ampliamente con el tipo de vegetación, fuerza del viento, microgeomorfología de la cuenca, etc., por lo que no pueden ser evaluados con precisión. Sin embargo, aunque una estimación grosera de  $I_a$  es extremadamente difícil, para eliminar la dificultad de su estimación, el SCS propone la siguiente relación empírica entre la retención inicial  $I_a$  y la máxima retención posible  $S$ , determinada a partir de datos experimentales (USDA-SCS 1964, 1985):

$$I_a = \lambda \cdot S$$

donde  $\lambda$  es el coeficiente de retención inicial. El SCS justifica esta ecuación sobre la base de numerosas medidas en cuencas de tamaño inferior a 10 acres, que equivalen a 4,07 ha. El 50% de los datos registrados se encontraron dentro de los límites 0,095 y 0,38, por lo que el SCS recomienda un valor de  $\lambda = 0,2$  siempre que no dispongamos de una relación de más garantía, aunque admite que existe una desviación típica elevada en su determinación. Por lo tanto la ecuación de método del NC queda de la siguiente forma:

$$P_e = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S}$$

que está sujeta a la relación  $P > 0,2 \cdot S$ . Esta ecuación únicamente incluye una variable, que se relacionará con las características del evento y de la cuenca. Sin embargo, debemos ser conscientes de que llegamos a una ecuación tan sencilla tras asumir que:

$$I_a = 0,2 \cdot S$$

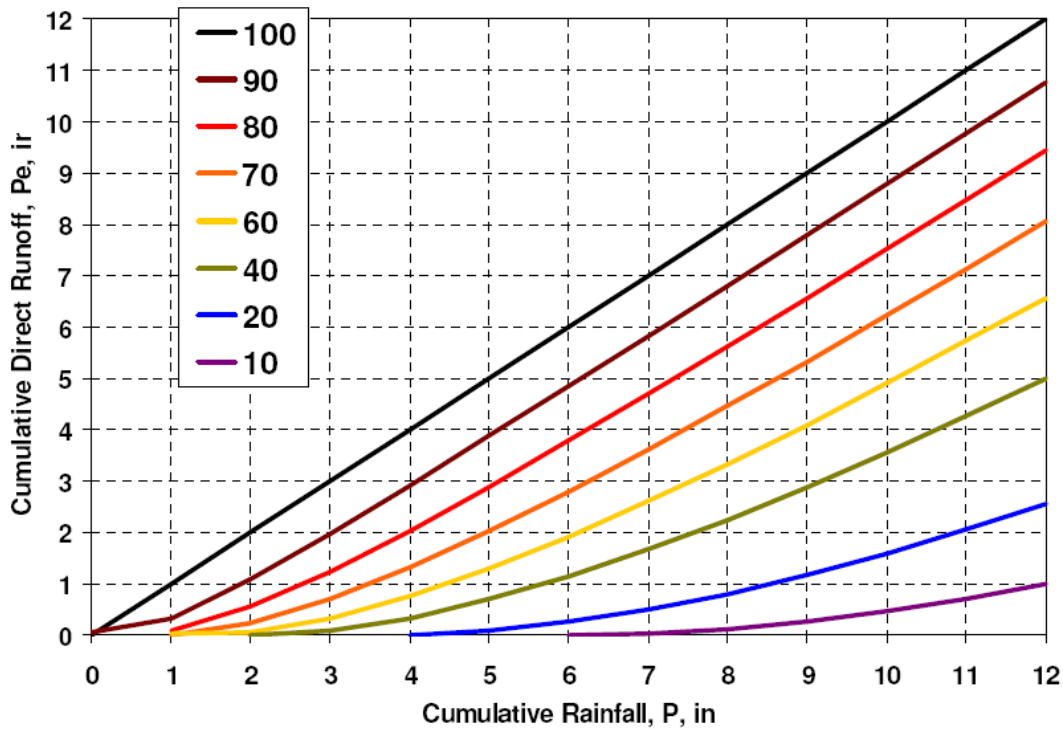
Al utilizar la ecuación anterior para el cálculo de la escorrentía en un evento, el parámetro  $S$  debe ser estimado. El valor de  $S$  puede variar desde prácticamente 0 para una superficie suave e impermeable, hasta infinito para un suelo de gran espesor formado por gravas. Para limitar esta variabilidad del parámetro  $S$  entre 0 y 100, se desarrolló el concepto del número de curva (CN), que no es más que el resultado de hacer el siguiente cambio de variable:

$$CN = \frac{25.400}{S + 254} \qquad S = 25,4 \cdot \left( \frac{1.000}{CN} \right) - 10$$

ó

Al representar en gráficas la información de  $P$  y  $P_e$  para muchas cuencas, el SCS encontró curvas características. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN, tal que  $0 \leq CN \leq 100$ . Para superficies impermeables y superficies de agua  $CN = 100$ ; para superficies naturales  $CN < 100$ .

Figura 5.2. Relación entre  $P$  y  $P_e$  para varias cuencas analizadas por el SCS.



Un factor importante a tener en cuenta en estas curvas son las *condiciones antecedentes de humedad* (AMC del inglés *Antecedent Moisture Conditions*), las cuales se agrupan en tres condiciones básicas (Tabla 5.1).

Tabla 5.1. Condiciones antecedentes de humedad básicas empleadas en el método SCS.

|           |                      |
|-----------|----------------------|
| AMC (I)   | Condiciones secas    |
| AMC (II)  | Condiciones normales |
| AMC (III) | Condiciones húmedas  |

Los números de curva se aplican para *condiciones antecedentes de humedad* normales, y se establecen las siguientes relaciones para las otras dos condiciones:

$$CN(I) = \frac{4,2 CN(II)}{10 - 0,058CN(II)} \qquad CN(III) = \frac{23 CN(II)}{10 + 0,13CN(II)}$$

Tabla 5.2. Rangos para la clasificación de las condiciones antecedentes de humedad.

| CONDICIÓN          | Lluvia antecedente total de 5 días (mm) |                          |
|--------------------|---|--------------------------|
|                    | Estación inactiva                       | Estación activa          |
|                    | España: octubre-marzo                   | España: abril-septiembre |
| AMC <sub>I</sub>   | < 12,5                                  | < 35,5                   |
| AMC <sub>II</sub>  | 12,5 - 8                                | 35,5 - 53                |
| AMC <sub>III</sub> | > 28                                    | > 53                     |

Los números de curva han sido tabulados por el Servicio de Conservación de Suelos en base al tipo y uso de suelo. En función del tipo de suelo se definen cuatro grupos:

- Grupo A:* Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento y limos agregados.
- Grupo B:* Suelos poco profundos depositados por el viento y margas arenosa.
- Grupo C:* Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- Grupo D:* Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN están tabulados en función de los usos del suelo, el tipo de práctica con la que se cultiva, las condiciones hidrológicas del terreno para la infiltración y el tipo de suelo.

Los valores de CN dados por el SCS para varios tipos de usos de suelos se dan en la [Tabla 5.3](#). Para una cuenca hecha de varios tipos y usos de suelos se puede calcular un CN compuesto mediante el promedio ponderado, o bien utilizar un modelo distribuido.

Tabla 5.3. Estimación de los números de curva de escorrentía (USDA-SCS, 1964) (Condiciones antecedentes de humedad AMC (II),  $I_a = 0,2 S$ )

| USO COBERTURA DE LA TIERRA                         | TRATAMIENTO O PRÁCTICA AGRÍCOLA | ESTADO HIDROLÓGICO | GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO |    |    |    |
|--|---------------------------------|--------------------|----------------------------|----|----|----|
|  |                                 |                    | A                          | B  | C  | D  |
| Barbecho   | En surcos rectos                | -                  | 77                         | 86 | 91 | 94 |
| Cultivos en surcos                                 | En surcos rectos                | Malo               | 72                         | 81 | 88 | 91 |
|  | En surcos rectos                | Bueno              | 67                         | 78 | 85 | 89 |
|  | En curvas de nivel              | Malo               | 70                         | 79 | 84 | 88 |
|  | En curvas de nivel              | Bueno              | 65                         | 75 | 82 | 86 |
|  | En terrazas                     | Malo               | 66                         | 74 | 80 | 82 |
|  | En terrazas                     | Bueno              | 62                         | 71 | 78 | 81 |
| Cereales secundarios                               | En surcos rectos                | Malo               | 65                         | 76 | 84 | 88 |
|  | En surcos rectos                | Bueno              | 63                         | 75 | 83 | 87 |
|  | En curvas de nivel              | Malo               | 63                         | 74 | 82 | 85 |
|  | En curvas de nivel              | Bueno              | 61                         | 73 | 81 | 84 |
|  | En terrazas                     | Malo               | 61                         | 72 | 79 | 82 |
|  | En terrazas                     | Bueno              | 59                         | 70 | 78 | 81 |
| Leguminosas sembradas densas o pradera en rotación | En surcos rectos                | Malo               | 66                         | 77 | 85 | 89 |
|  | En surcos rectos                | Bueno              | 58                         | 72 | 81 | 85 |
|  | En curvas de nivel              | Malo               | 64                         | 75 | 83 | 85 |
|  | En curvas de nivel              | Bueno              | 55                         | 69 | 78 | 83 |
|  | En terrazas                     | Malo               | 63                         | 73 | 80 | 83 |
|  | En terrazas                     | Bueno              | 51                         | 67 | 76 | 80 |
| Praderas naturales o artificiales                  |                                 | Malo               | 68                         | 79 | 86 | 89 |
|  |                                 | Regular            | 49                         | 69 | 79 | 84 |
|  |                                 | Bueno              | 39                         | 61 | 74 | 80 |
|  | En curvas de nivel              | Malo               | 47                         | 67 | 81 | 88 |
|  | En curvas de nivel              | Regular            | 25                         | 59 | 75 | 83 |
|  | En curvas de nivel              | Bueno              | 6                          | 35 | 70 | 79 |
| Pradera (permanente)                               |                                 | Bueno              | 30                         | 58 | 71 | 78 |
| Bosques (explotación de parcelas)                  |                                 | Malo               | 45                         | 66 | 77 | 83 |
|  |                                 | Regular            | 36                         | 60 | 73 | 79 |
|  |                                 | Bueno              | 25                         | 55 | 70 | 77 |
| Granjas  |                                 | -                  | 59                         | 74 | 82 | 86 |
| Caminos  |                                 | -                  | 74                         | 84 | 90 | 92 |

Tabla 5.4. Grupos hidrológicos de suelo (USDA-SCS, 1964)

| GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO | POTENCIAL DE ESCORRENTÍA | INFILTRACIÓN CUANDO LA TIERRA ESTÁ HÚMEDA | SUELOS TÍPICOS  |
|-----------------------------|--------------------------|---|---|
| A                           | Escaso                   | Alta                                      | Arenas y grava excesivamente drenadas   |
| B                           | Moderado                 | Moderada                                  | Texturas medias   |
| C                           | Medio                    | Lenta                                     | Textura fina o suelos con una capa que impide el drenaje hacia abajo                      |
| D                           | Elevado                  | Muy lenta                                 | Suelos de arcillas hinchadas o compactas o suelos poco profundos sobre capas impermeables |

Los usos del suelo hacen referencia al tipo de explotación que se realiza de los mismos. Entre las prácticas de cultivo se distingue entre la labor que sigue las curvas de nivel (N) y la que sigue la línea de máxima pendiente (R). Las condiciones hidrológicas para la infiltración se suelen asociar con la pendiente, diferenciándose entre buenas y malas a partir de un determinado umbral de la misma (3% según Témez, 1987). Por último, el tipo de suelo hace referencia a la capacidad de infiltración, diferenciándose cuatro grupos en función de la misma, que generalmente se asocian con la textura del suelo.

Las tablas de CN en función de todos los parámetros mencionados están recogidas en numerosos documentos, por lo que aquí sólo incluiremos las que van a ser utilizadas en este estudio, que son la adaptación de las mismas a España hecha por Témez (1978).

Recientemente Ferrer-Juliá et al., 1995, 1997, 2003, 2004, proponen una adaptación del número de curva a las nuevas fuentes de datos, en concreto a la nueva cartografía de usos de suelo del antiguo Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación. Debido a la amplia cobertura de la leyenda utilizada en el Proyecto Land Cover Corine (CLC), y a su continuidad temporal, elaboran una nueva tabla del número de curva en función de las clases de usos de suelo del CLC-2000 y de las variaciones propuestas para el umbral de escorrentía (Po).

Finalmente, elaboran una cobertura con el *número de curva* y otra equivalente, con el *umbral de escorrentía*. La cobertura puede descargarse en una página web<sup>14</sup> y tiene una estructura de malla con paso 0,5 km.

14

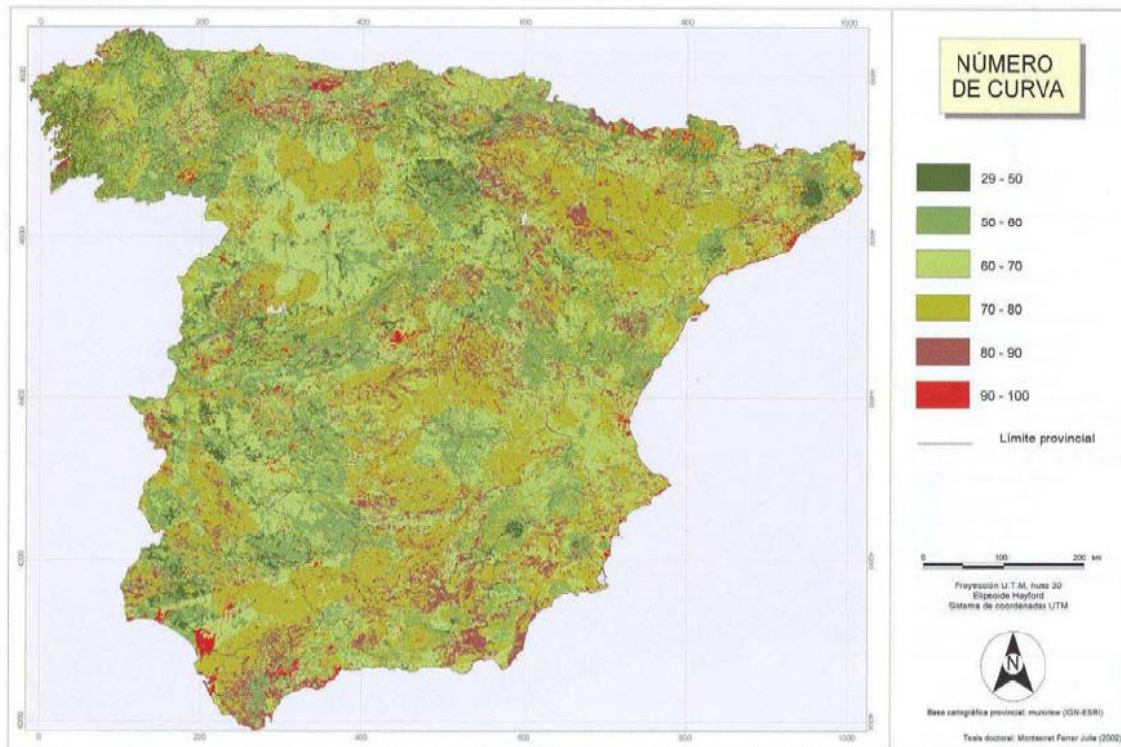
[http://www.mma.es/portal/secciones/acm/aguas\\_continent\\_zonas\\_asoc/prevencion\\_inundaciones/cartografia\\_inundables/mapa\\_caudales\\_maximos.htm](http://www.mma.es/portal/secciones/acm/aguas_continent_zonas_asoc/prevencion_inundaciones/cartografia_inundables/mapa_caudales_maximos.htm)



Tabla 5.5. Números de curva para condiciones medias de humedad (Témez, 1987).

| USOS DEL SUELO   | PENDIENTE | A  | B  | C  | D  |
|--|-----------|----|----|----|----|
| Barbecho R   | >3%       | 77 | 86 | 89 | 93 |
| Barbecho N   | >3%       | 74 | 82 | 86 | 89 |
| Barbecho R/N   | <3%       | 71 | 78 | 82 | 86 |
| Cultivos en hilera R                                     | >3%       | 69 | 79 | 86 | 89 |
| Cultivos en hilera N                                     | >3%       | 67 | 76 | 82 | 86 |
| Cultivos en hilera R/N                                   | <3%       | 64 | 73 | 78 | 82 |
| Cereales de invierno R                                   | >3%       | 63 | 75 | 83 | 86 |
| Cereales de invierno N                                   | >3%       | 61 | 73 | 81 | 83 |
| Cereales de invierno R/N                                 | <3%       | 59 | 70 | 78 | 82 |
| Rotación de cultivos pobres R                            | >3%       | 66 | 77 | 85 | 89 |
| Rotación de cultivos pobres N                            | >3%       | 64 | 75 | 82 | 86 |
| Rotación de cultivos pobres R/N                          | <3%       | 63 | 73 | 79 | 83 |
| Rotación de cultivos densos R                            | >3%       | 58 | 71 | 81 | 85 |
| Rotación de cultivos densos N                            | >3%       | 54 | 69 | 78 | 82 |
| Rotación de cultivos densos R/N                          | <3%       | 52 | 67 | 76 | 79 |
| Pradera pobre  | >3%       | 68 | 78 | 86 | 89 |
| Pradera media  | >3%       | 49 | 69 | 78 | 85 |
| Pradera buena  | >3%       | 42 | 60 | 74 | 79 |
| Pradera muy buena  | >3%       | 39 | 55 | 69 | 77 |
| Pradera pobre  | <3%       | 46 | 67 | 81 | 88 |
| Pradera media  | <3%       | 39 | 59 | 75 | 83 |
| Pradera buena  | <3%       | 29 | 48 | 69 | 78 |
| Pradera muy buena  | <3%       | 17 | 33 | 67 | 76 |
| Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal pobre | >3%       | 45 | 66 | 77 | 83 |
| Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal medio | >3%       | 39 | 60 | 73 | 78 |
| Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal bueno | >3%       | 33 | 54 | 69 | 77 |
| Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal pobre | <3%       | 40 | 60 | 73 | 78 |
| Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal medio | <3%       | 35 | 54 | 69 | 77 |
| Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal bueno | <3%       | 25 | 50 | 67 | 76 |
| Masa forestal (bosques, monte bajo,...) muy clara        |           | 56 | 75 | 86 | 91 |
| Masa forestal (bosques, monte bajo,...) clara            |           | 46 | 68 | 78 | 83 |
| Masa forestal (bosques, monte bajo,...) media            |           | 40 | 60 | 69 | 76 |
| Masa forestal (bosques, monte bajo,...) espesa           |           | 36 | 52 | 62 | 69 |
| Masa forestal (bosques, monte bajo,...) muy espesa       |           | 29 | 44 | 54 | 60 |
| Rocas permeables   | >3%       | 94 | 94 | 94 | 94 |
| Rocas permeables   | <3%       | 91 | 91 | 91 | 91 |

Figura 5.3. Distribución espacial del valor de número de curva obtenido por Ferrer-Juliá (2003) de forma distribuida en el territorio peninsular español y con resolución de 1 km<sup>2</sup>.



## 5.2 DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LAS PÉRDIDAS DEL SCS.

Hasta el momento, solamente se han calculado las alturas de precipitación efectiva o escorrentía directa durante una tormenta. Extendiendo el método anterior, puede calcularse la distribución temporal de las abstracciones  $F_a$  en la tormenta. Empleando las dos ecuaciones básicas del método y despejando  $F_a$ , tendremos:

$$F_a = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S} \quad P \geq I_a$$

Diferenciando, y teniendo que  $I_a$  y  $S$  son constantes,

$$\frac{dF_a}{dt} = \frac{S^2 dP/dt}{(P - I_a + S)^2}$$

A medida que  $P \rightarrow \infty$ ,  $dF_a/dt \rightarrow 0$  tal como se requiere.

La presencia de  $dP/dt$  (intensidad de lluvia) en el numerador significa que a medida que la intensidad de lluvia se incrementa, la tasa de retención de agua en la cuenca tiende a incrementarse.

### 5.3 CONTINUIDAD DE CONDICIONES DE HUMEDAD ANTECEDENTE.

La aplicación del método de número de curva permite tres estados o condiciones antecedentes de humedad (AMD) básicas empleadas en el método SCS. En determinados casos (e.g. simulación de eventos reales) puede ser necesario considerar condiciones intermedias.

En [Aldana \(1998\)](#), se propone el empleo de un parámetro ( $a$ ) que representa el estado de humedad antecedente, a usar conjuntamente con el concepto de número de curva. La formulación a emplear es:

$$CN_a = \frac{100 \cdot CN \cdot a}{100 + (a - 1) \cdot CN}$$

Donde  $a$  refleja el estado de humedad,  $CN_a$  es el número de curva en las condiciones de humedad existentes y  $CN$  es el correspondiente a unas condiciones normales ( $AMC_{II}$ ):

$$CN_a = CN \quad \text{si} \quad a = 1$$

Si se toma  $a = 2,3$  resulta la expresión correspondiente a condiciones húmedas (grupo  $AMC$ -III del SCS) y si  $a = 0,42$  se obtiene la expresión para unas condiciones secas (grupo  $AMC$ -I del SCS):

$$\text{si } a = 0,42 \rightarrow CN(I) = \frac{4,2 \cdot CN}{10 - 0,058 \cdot CN}$$

$$\text{si } a = 2,3 \rightarrow CN(III) = \frac{23 \cdot CN}{10 - 0,13 \cdot CN}$$

### 5.4 FORMULACIONES DE LA ECUACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA.

La formulación del número de curva viene representándose de formas diversas. En [Hawkins et al. \(2009\)](#) se hace una síntesis de las soluciones a la ecuación del número de curva, de la cual presentamos una adaptación:

| <i>Símbolo</i> | <i>Descripción</i>  | <i>Dimensiones</i> | <i>Ud.</i>   |
|----------------|---|--------------------|--------------|
| $I_a$          | Abstracción inicial o precipitación previa a la escorrentía                 | $L$                | $mm$         |
| $P$            | Precipitación total.  | $L$                | $mm$         |
| $Q$            | Exceso de precipitación   | $L$                | $mm$         |
| $S$            | Máxima retención potencial. Límite de $(P-Q)$ cuando $P \rightarrow \infty$ | $L$                | $mm$         |
| $P^*$          | Precipitación total estandarizada   |                    | adimensional |
| $Q^*$          | Exceso de precipitación estandarizada                                       |                    | adimensional |
| $\lambda$      | Pérdida inicial estandarizada = $I_a/S$                                     |                    | adimensional |

**FORMA COMPLETA (DIMENSIONAL)**

**FORMA ESTÁNDAR (ADIMENSIONAL)**

$P_* = P/S$        $Q_* = Q/S$        $\lambda = Ia/S$

Ecuaciones con la precipitación efectiva:  $Ia = 0$

|  |                   |   |                       |
|--|-------------------|---|-----------------------|
| $Q = \frac{P^2}{P+S}$                                      | $0 \leq P$        | $Q_* = \frac{P_*^2}{P_*+1}$                                       | $0 \leq P_*$          |
| $S = \frac{P^2}{Q-P}$                                      | $0 \leq Q \leq P$ |   |                       |
| $P = \frac{Q}{2} + \sqrt{\left(\frac{Q}{2}\right)^2 + QS}$ | $0 \leq Q \leq P$ | $P_* = \frac{Q_*}{2} + \sqrt{\left(\frac{Q_*}{2}\right)^2 + Q_*}$ | $0 \leq Q_* \leq P_*$ |

Ecuaciones con la abstracción inicial:  $Ia \geq 0$

|   |                    |   |                           |
|---|--------------------|---|---------------------------|
| $Q = \frac{(P-Ia)^2}{P-Ia+S}$                                   | $0 \leq Ia \leq P$ | $Q_* = \frac{(P_*-\lambda)^2}{P_*-\lambda+1}$                               | $0 \leq \lambda \leq P_*$ |
| $Q = 0$   | $0 \leq P \leq Ia$ | $Q_* = 0$   | $0 \leq P_* \leq \lambda$ |
| $S = \frac{(P-Ia)^2}{Q} - (P-Ia)$                               | $0 \leq Q \leq P$  | $S = \frac{(P-Ia)^2}{Q} - (P-Ia)$   | $0 \leq Q_* \leq P_*$     |
| $Ia = P - \frac{Q}{2} - \sqrt{\left(\frac{Q}{2}\right)^2 + QS}$ | $0 \leq Q \leq P$  | $\lambda = P_* - \frac{Q_*}{2} - \sqrt{\left(\frac{Q_*}{2}\right)^2 + Q_*}$ | $0 \leq Q_* \leq P_*$     |
| $P = Ia + \frac{Q}{2} + \sqrt{\left(\frac{Q}{2}\right)^2 + QS}$ | $0 \leq Q \leq P$  | $P_* = \lambda + \frac{Q_*}{2} + \sqrt{\left(\frac{Q_*}{2}\right)^2 + Q_*}$ | $0 \leq Q_* \leq P_*$     |

Ecuaciones del NEH4:  $Ia = 0,2 S$

|  |                       |   |                       |
|--|-----------------------|---|-----------------------|
| $Q = \frac{(P-0,2 S)^2}{P+0,8 S}$                                  | $0 \leq 0,2 S \leq P$ | $Q_* = \frac{(P_*-0,2)^2}{P_*+0,8}$                                     | $0 \leq 0,2 \leq P_*$ |
| $Q = 0$  | $0 \leq P \leq 0,2 S$ | $Q_* = 0$   | $0 \leq P_* \leq 0,2$ |
| $S = 5 \left[ P + 2Q - \sqrt{4Q^2 + 5PQ} \right]$                  | $0 \leq Q \leq P$     |   |                       |
| $Ia = P + 2Q - \sqrt{4Q^2 + 5PQ}$                                  | $0 \leq Q \leq P$     | $\lambda = P_* + 2Q_* - \sqrt{4Q_*^2 + 5P_* Q_*}$                       | $0 \leq Q_* \leq P_*$ |
| $P = 0,2 S + \frac{Q}{2} + \sqrt{\left(\frac{Q}{2}\right)^2 + QS}$ | $0 \leq Q \leq P$     | $P_* = 0,2 + \frac{Q_*}{2} + \sqrt{\left(\frac{Q_*}{2}\right)^2 + Q_*}$ | $0 \leq Q_* \leq P_*$ |

Ecuaciones con lambda generalizada:  $Ia = \lambda S$

|  |                           |   |                           |
|--|---------------------------|---|---------------------------|
| $Q = \frac{(P-\lambda S)^2}{P+(1-\lambda)S}$   | $0 \leq \lambda S \leq P$ | $Q_* = \frac{(P_*-\lambda)^2}{P_*+1-\lambda}$   | $0 \leq \lambda \leq P_*$ |
| $Q = 0$  | $0 \leq P \leq \lambda S$ | $Q = 0$   | $0 \leq P_* \leq \lambda$ |
| $S = \frac{2\lambda P + Q(1-\lambda) - \sqrt{[Q(1-\lambda)]^2 + 4\lambda QP}}{2\lambda^2}$ | $0 \leq Q \leq P$         |   |                           |
| $\lambda = \frac{P - \frac{Q}{2} - \sqrt{\left(\frac{Q}{2}\right)^2 + QS}}{S}$             | $0 \leq Q \leq P$         | $\lambda = \frac{P_* - \frac{Q_*}{2} - \sqrt{\left(\frac{Q_*}{2}\right)^2 + Q_*}}{S}$ | $0 \leq Q_* \leq P_*$     |
| $P = \lambda S + \frac{Q}{2} + \sqrt{\left(\frac{Q}{2}\right)^2 + QS}$                     | $0 \leq Q \leq P$         | $P_* = \lambda + \frac{Q_*}{2} + \sqrt{\left(\frac{Q_*}{2}\right)^2 + Q_*}$           | $0 \leq Q_* \leq P_*$     |



## 6 MODELOS DE EMBALSES O DEPÓSITOS.

Los modelos de embalses (también depósitos o reservorios) se basan en el concepto de que una cuenca hidrográfica es como una serie de embalses interconectados (lluvia, nieve, acuíferos subterráneos, suelo, biomasa, etc.), cada uno con distintas características en términos de recarga, almacenamiento y descarga (Smakhtin, 2001).

### 6.1 INTRODUCCIÓN.

Un modelo de escorrentía es un modelo matemático que describe las relaciones lluvia-escorrentía de una cuenca hidrológica. En concreto, describe el hidrograma de escorrentía superficial o directa, como respuesta a una determinada precipitación. En otras palabras, el modelo calcula la evolución de la precipitación efectiva como escorrentía, estableciendo un modelo con tres componentes básicos:

- Un hidrograma de entrada que corresponde a la precipitación efectiva.
- Una ley de transformación.
- Un hidrograma de salida.

Actualmente, los modelos de embalses o depósitos están muy difundidos y consisten en considerar una cuenca como una combinación de depósitos elementales. De este modo se tiene un modelo con los tres componentes básicos. El hidrograma de entrada corresponde a la precipitación efectiva, también denominada exceso de precipitación o recarga superficial (*effective rainfall*, *rainfall excess*, *recharge*). Es por ello que este modelo ha de ser combinado con otro que realice la transformación de la precipitación bruta en precipitación efectiva. Es muy frecuente, y va a ser nuestro caso, utilizar el método del número de curva del SCS para realizar esta transformación.

La primera cuestión a abordar es el estudio de un depósito elemental para, posteriormente, realizar diversas combinaciones de depósito y establecer el modelo global de una cuenca hidrológica.

Entre los modelos de embalses, hay que diferenciar entre embalses *lineales* y *no lineales*, concepto que se refiere a la *relación almacenamiento-caudal*. Es interesante remarcar que un modelo de embalse lineal conlleva las mismas hipótesis de partida que el modelo del hidrograma unitario, en tanto que un modelo de embalse no lineal carece de esas limitaciones.

La segunda cuestión es cómo combinar y distribuir en la cuenca estos embalses elementales. Hay que considerar que para el área de captación de un depósito se tiene la condición de que la lluvia ha de considerarse uniforme y es la aplicación de múltiples depósitos extendidos por la cuenca lo que da el carácter distribuido del modelo. Cuando el área de estudio es demasiado grande, puede ser dividida en subcuencas y los distintos hidrogramas de escorrentía obtenidos pueden combinarse

usando técnicas de tránsito (también propagación, circulación o laminación) de hidrogramas (*flood routing techniques*). En el caso de trabajar con un sistema geográfico de celdas, el caso extremo es considerar cada celda como un embalse, o una combinación de embalses cuya respuesta sea representativa de la solución buscada. Por tanto, estos modelos deben ser calibrados con registros reales antes de que puedan ser utilizados con situaciones hipotéticas.

## 6.2 ANTECEDENTES DE MODELOS DE EMBALSES.

Los modelos de embalses se vienen utilizando tradicionalmente en hidrología para representar distintas características de las cuencas. Moore, 1997; Griffiths and Clausen, 1997; Dewandel *et al*, 2003 realizan una síntesis de distintos trabajos en esta línea, y el último autor presenta el siguiente resumen:

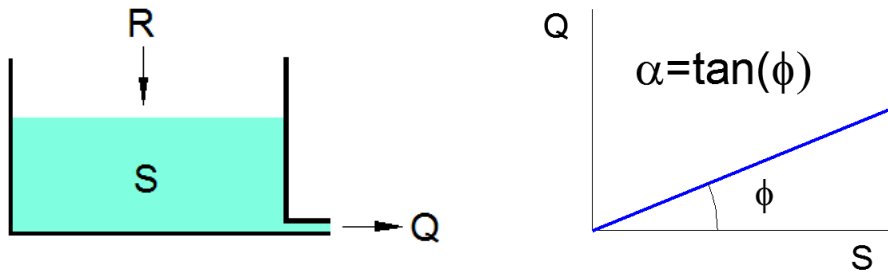
| Storage-Outflow Relation                                      | Recession Function   | Storage Types   | Source                              | Comments   |
|---|--|---|-------------------------------------|--|
| $Q = kS$  | $Q = Q_0 e^{-kt}$  | General storage   | Boussinesq (1877)<br>Maillet (1905) | Linearised Deputit-Boussinesq equation. Approximation for short time periods |
|   | $Q = Q_0 e^{-\alpha_2 t^m}$  | General storage   | Horton (1933)                       | Transformation of linear reservoir model                                     |
|   | $Q = Q_0 (1 + (n-1)\alpha_0 t)^{n(1-n)}$                                   | Karstic aquifers  | Coutagne (1948)                     | Qc is discharge from low-transmissivity components of karst                  |
|   | $Q = Q_0 - Q_c (1 + (n-1)\alpha_0 t)^{n(1-n)} + Q_c$                       |   | Padilla <i>et al.</i> (1994)        |  |
| $Q = Q_B e^{-\phi SD}$  | $Q = \alpha e^{-kt}$   | Channel banks   | Cooper and Rorabaugh, (1963)        | Variant of linear reservoir. Also used to model evapotranspirative losses    |
|   | $Q = Q_0 / (1 + \phi Q_0 t)$   | Throughflow in soil   |                                     | hydraulic conductivity assumed to exponentially decrease with depth          |
| $Q = \alpha S^\beta$  | $Q = Q_0 (1 + \mu t)^p$  | Springs and unconfined aquifers ( $p = -2$ )                  | Hall (1968)                         | Recessions modelled using $p \sim 1.67$ (Wittenberg 1994)                    |
|   | $p = \beta / (1 - \beta)$  |   | Brutsaert and Nieber (1977)         |  |
|   | $\mu = \alpha^{1/\beta} (\beta - 1) Q_0^{(\beta-1)\beta}$                  | Shallow unconfined aquifer                                    | Boussinesq (1904)                   | Special case of power-law reservoir for Deputit-Boussinesq aquifer model     |
|   | $Q = Q_0 (1 + a_3 t)^{-2}$   |   |                                     |  |
| $Q = \alpha_1 / (1 + \alpha_2 t)^3$                           |  | Surface depressions such as lakes and wetlands, Overland flow | Griffiths and Clausen (1997)        | variant of power-law reservoir   |
|   |  | Independent aquifers  | Barnes (1939)                       |  |
| $Q = k_1 S_1 + k_2 S_2$                                       | $Q = Q_1 e^{-k_1 t} + Q_2 e^{-k_2 t}$                                      |   |                                     |  |
| $Q = k_2 S_2$<br>$\frac{dS_2}{dt} = Q_1 e^{-k_1 t} - k_2 S_2$ | $Q = Q_0 e^{-k_2 t} + \frac{k_2 Q_1}{k_2 - k_1} (e^{-k_1 t} - e^{-k_2 t})$ |   |                                     |  |
|   | $Q = \alpha_1 - \alpha_2 t$  | Underground caverns in karst terraine                         | Griffiths and Clausen (1997)        |  |
|   | $Q = \alpha_1 t^{-r} + b$  | Ice melt, lakes   | Toebe and Strang (1964)             |  |
|   | $Q = \alpha$   | Permanent snow and ice pack, large groundwater storages       |                                     | Constant stream flow over a finite time period                               |

|  |   |
|--|---|
| $Q$  | Descarga.                                     |
| $S, S_1, S_2$  | Almacenamiento en depósitos.                  |
| $SD$   | Almacenamiento potencial de la cuenca.        |
| $t$  | Tiempo desde el comienzo de la recesión.      |
| $Q_0$  | Descarga para $t = 0$ .                       |
| $Q_B, Q_1, Q_2, k, k_1, k_2, \alpha, \beta, \varphi$ | Parámetros a determinar mediante calibración. |

Los modelos de embalses pueden ser establecidos basándose en el análisis de las curvas de recesión de hidrogramas reales. La curva de recesión es la parte específica del hidrograma después de la cresta o pico, donde el caudal disminuye. Las curvas de recesión son partes del hidrograma dominadas por la liberación de agua de depósitos naturales, entre los que se encuentran la descarga de aguas subterráneas. En lo que sigue se van a desarrollar algunos modelos de embalse que serán aplicados a la generación de hidrogramas.

### 6.3 EMBALSE LINEAL.

Las relaciones hidrológicas de un depósito lineal están gobernadas por dos ecuaciones:



Ecuación de flujo o de almacenamiento:

$$Q = \alpha \cdot S \quad [6.1]$$

Ecuación de continuidad o de balance hídrico:

$$R = Q + \frac{dS}{dt} \quad [6.2]$$

Si se trabaja en el sistema internacional:

|          |          |   |   |
|----------|----------|---|---|
| $Q$      | $m^3/s$  | escorrentía directa o descarga                            | runoff or discharge                               |
| $S$      | $m^3$    | Almacenamiento  | water storage                                     |
| $\alpha$ | $s^{-1}$ | Coefficiente de agotamiento                               | depletion or recession coefficient                |
| $R$      | $m^3/s$  | Precipitación efectiva, exceso de precipitación o recarga | effective rainfall or rainfall excess or recharge |
| $t$      | s.       | Tiempo  | time  |

El *coeficiente de agotamiento* ( $\alpha$ ) también se conoce como *factor de respuesta* (*response factor*). En otras ocasiones se utiliza el denominado *coeficiente de almacenamiento*  $k$ , que tiene dimensiones de tiempo y que mantiene la siguiente relación:

$$k = \frac{1}{\alpha}$$



Desde una perspectiva de la Topología, el coeficiente de agotamiento ( $\alpha$ ) es la pendiente de la recta que relaciona el almacenamiento con la descarga.

Combinando las ecuaciones 6.1 y 6.2 resulta la ecuación diferencial de escorrentía o descarga (*runoff equation* or *discharge equation*), con la solución:

$$Q_2 = Q_1 \cdot e^{-\alpha \cdot \Delta t} + R \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \Delta t}) \quad [6.3]$$

Obtención de la ecuación de escorrentía.

$$\int_{Q_1}^{Q_2} \frac{1}{R-Q} dQ = \int_{t_1}^{t_2} \alpha dt \quad ; \quad \ln \frac{R-Q_2}{R-Q_1} = -\alpha(t_2 - t_1) = -\alpha \cdot \Delta t \quad ; \quad Q_2 = (Q_1 - R) \cdot e^{-\alpha \cdot \Delta t} + R$$

Donde  $Q_1$  y  $Q_2$  son valores de  $Q$  distanciados en una fracción elemental de tiempo ( $\Delta t$ ) durante el cual la recarga puede ser considerada constante.

Conocido el coeficiente de agotamiento  $\alpha$ , puede obtenerse el hidrograma total aplicando la ecuación de descarga a sucesivos intervalos de tiempo  $\Delta t$ , considerando la descarga inicial  $Q_1$  de cada intervalo igual a la descarga final  $Q_2$  del intervalo anterior.

La descarga también puede ser expresada como:

$$Q = -\frac{dS}{dt}$$

Sustituyendo  $Q$  en la ecuación (6.1) resulta la ecuación diferencial:

$$\alpha \cdot S = \frac{dS}{dt}$$

cuya solución es:

$$S = -e^{-\alpha t}$$

Reemplazando  $S$  por  $Q/\alpha$  de acuerdo a la ecuación (6.1), se obtiene que:

$$Q = \alpha e^{-\alpha t} \quad [6.4]$$

A esta expresión se le conoce como *hidrograma unitario instantáneo* (*instantaneous unit hydrograph*, IUH) porque, aplicando la ecuación (6.3), sustituyendo  $Q_2$  por  $Q$ , considerando  $R=0$ , y tomando  $S=1$ , y de acuerdo con la ecuación (6.1), se obtiene que  $Q_1=\alpha$ .

Al disponer del caudal inicial  $Q_1$ , desaparece la necesidad de calcular el hidrograma total mediante la suma de hidrogramas parciales utilizando el IUH como se hace con el complejo método de convolución.

## 6.4 EMBALSE NO LINEAL.

A diferencia del modelo de embalse lineal, en el modelo no lineal el factor de respuesta ( $\alpha$ ) no es constante, siendo una función dependiente de  $S$  o de  $Q$ , por lo que se representa como  $\alpha_Q$ . Ahora, de acuerdo con la ecuación (6.1),  $S$  y  $Q$  ya no mantienen una relación lineal. Aunque ahora la ecuación (6.3) mantiene una forma similar:

$$Q_2 = Q_1 \cdot e^{-\alpha_Q \Delta t} + R \cdot (1 - e^{-\alpha_Q \Delta t}) \quad [6.5]$$

la resolución de  $Q_2$  es más compleja por tratarse de una función implícita, y se resuelve con un método iterativo.

## 6.5 COMBINACIÓN DE EMBALSES.

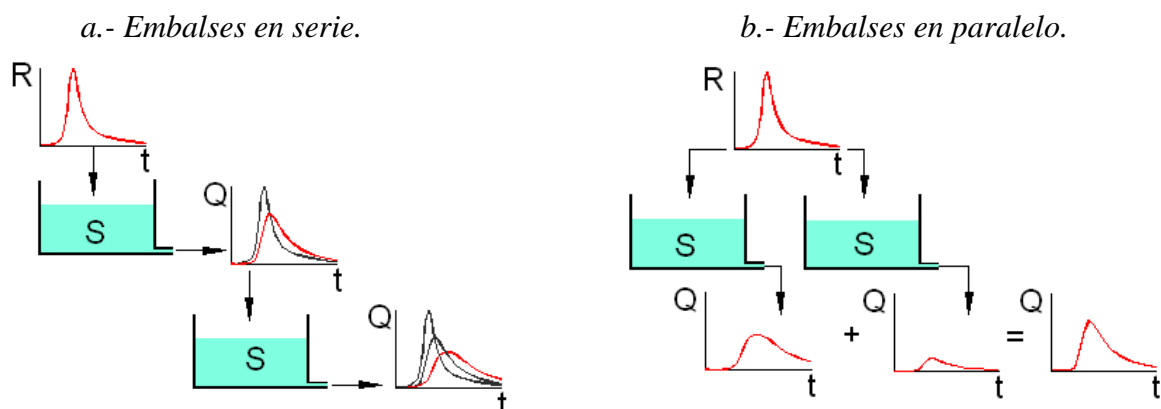
Una cuenca (o una celda si se trata de la división areal de la cuenca en celdas), puede ser representada con un único depósito o con una combinación de depósitos.

El modelo más simple para representar una cuenca es mediante un único depósito cuyo comportamiento sea representativo de las respuestas de la cuenca. Evidentemente, los resultados que se obtienen con este modelo simple ante distintas situaciones, presentan grandes desviaciones. También una cuenca puede ser representada por un conjunto de depósitos, cada uno de ellos representativo de determinadas características de la cuenca. Y también, una cuenca puede ser dividida en subcuencas, cada una de las cuales puede ser representada por un conjunto de depósitos. Finalmente, al modelo anterior se pueden añadir más depósitos que representen a la circulación del flujo a través de las líneas de corriente.

Las posibilidades de combinaciones de embalses para construir un modelo son ilimitadas, aunque son pocas y sencillas con las que se llega a resultados aceptables. Los modelos más característicos son los siguientes:

1. Combinación de embalses lineales en serie.
2. Combinación de embalses individuales en paralelo.
3. Embalse único no lineal.

Figura 6.1. Representación de combinaciones de embalses lineales.



En los trabajos de [López-Rodríguez et al. \(2007\)](#) y [Goñi et al. \(2008\)](#), que ya se citaron en el [apartado 2.4.6](#), se definen modelos con embalses en serie dispuestos en una red ramificada (definida por la red hidrográfica de la cuenca). El primer embalse es representativo de una subcuenca donde las entradas son la precipitación efectiva que se produce en ella. Los siguientes embalses representan la circulación de flujo y las entradas corresponden a las salidas del embalse anterior más, en su caso, las aportaciones de cauces laterales.

En esta tesis, el modelo principal que se propone<sup>15</sup> consiste en la representación de las subcuencas (o celdas) por un conjunto de depósitos en paralelo, y la circulación de flujo se modeliza mediante uno de los modelos clásicos (Muskingum-Cunge principalmente) vistos en el [apartado 2.5](#). En este modelo propuesto cabe considerar las siguientes ventajas:

- La más importante es que la calibración del modelo se realiza a partir de curvas de recesión reales, es decir, a partir de respuestas reales de la cuenca.
- Cada depósito representa un conjunto de características de la cuenca cuya respuesta es muy diferente a la respuesta de las características representadas por los otros depósitos. A consecuencia de esto último, se puede descomponer el hidrograma total en varios hidrogramas parciales que pueden hacerse corresponder con los hidrogramas correspondientes a partes del sistema hidrológico (hidrograma de escorrentía directa, hidrograma de escorrentía subterránea, etc.).
- Finalmente, para la circulación en cauces se adoptan los modelos estándar, de los que se tiene amplia experiencia, y cuya calibración puede realizarse valorando las características físicas reales de los cauces, mediante el análisis de los tiempos de viaje deducidos de los hidrogramas reales.

### 6.5.1 COMBINACIÓN DE EMBALSES LINEALES EN PARALELO.

Para una combinación de  $n$  embalses lineales en paralelo, la resultante es la suma de los embalses:

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i \quad [6.6] \quad \text{y} \quad S = \sum_{i=1}^n S_i \quad [6.7]$$

<sup>15</sup> También se proponen otros modelos, modelos de embalse no lineal y modelos solamente con circulación de flujo.

y para cada embalse se cumplen las ecuaciones (6.1) y (6.2), con lo que tenemos:

$$Q_i = Q_{oi} \cdot e^{-\alpha_i t} \quad [6.8] \quad \text{y} \quad S_i = \frac{Q_i}{\alpha_i} \quad [6.9]$$

Vemos que para un instante  $t$  existe una relación entre los caudales aportados por cada uno de los depósitos.

$$e^t = \left( \frac{Q_{o1}}{Q_1} \right)^{\frac{1}{\alpha_1}} = \left( \frac{Q_{o2}}{Q_2} \right)^{\frac{1}{\alpha_2}} = \dots = \left( \frac{Q_{oi}}{Q_i} \right)^{\frac{1}{\alpha_i}} \quad [6.10]$$

En este desarrollo se puede sustituir  $t$  por  $\Delta t$ , con lo cual  $Q_i$  y  $Q_{oi}$  son valores de la descarga espaciados en una fracción elemental de tiempo ( $\Delta t$ ).

De la ecuación (6.10) se desprenden varias consideraciones:

1. Conocidos los parámetros  $Q_{oi}$  y  $\alpha_i$ , que pueden ser deducidos mediante calibración, para un instante dado, la descarga en cada depósito queda definida con la [ecuación 6.10](#). La suma de todas las descargas es la descarga total.
2. De los  $n$  parámetros  $Q_{oi}$  uno de ellos es independiente, porque el instante de referencia  $t_0$  puede ser cualquiera. Por eso, en la calibración es necesario determinar  $n-1$  parámetros  $Q_{oi}$ . Por ejemplo, para dos depósitos quedan tres incógnitas,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  y  $Q_{o2}$ , siendo  $Q_{o1}$  un valor arbitrario distinto de cero.
3. Los parámetros  $Q_{oi}$  representan el valor de la descarga para el instante de referencia  $t=0$ , pero este instante de referencia puede ser cualquier otro  $t+\Delta t$  (siendo  $\Delta t$  una fracción de tiempo cualquiera):

$$Q_i = Q_{oi} \cdot e^{-\alpha_i \cdot (t+\Delta t)} = Q_{oi} \cdot e^{-\alpha_i \cdot \Delta t} \cdot e^{-\alpha_i \cdot t} \quad [6.11]$$

Con lo cual se pueden obtener otro conjunto de parámetros  $Q'_{oi}$ :

$$Q'_{oi} = Q_{oi} \cdot e^{-\alpha_i \cdot \Delta t} \quad [6.12]$$

resultando otra ecuación donde el instante  $t'$  de la ecuación 6.13 corresponde al instante  $t+\Delta t$  de la ecuación 6.11:

$$Q_i = Q'_{oi} \cdot e^{-\alpha_i \cdot t'} \quad [6.13]$$

Partiendo de la ecuación 6.10 también se llega a 6.12 y a 6.13:

$$e^{\Delta t} = \left( \frac{Q_{o1}}{Q'_{o1}} \right)^{\frac{1}{\alpha_1}} = \left( \frac{Q_{o2}}{Q'_{o2}} \right)^{\frac{1}{\alpha_2}} = \dots = \left( \frac{Q_{oi}}{Q'_{oi}} \right)^{\frac{1}{\alpha_i}} \quad [6.14]$$

Y si se tiene en cuenta la recarga:

$$Q = \sum Q_i = \sum [R_i + (Q_{oi} - R_i) \cdot e^{-\alpha_i t}] \quad [6.15]$$

$$R = \sum R_i \quad [6.16]$$

donde  $R_i$  es la recarga en cada depósito. Con las ecuaciones 6.10 y 6.15 tenemos:

$$\left( \frac{R_1(1 - e^{-\alpha_1 \Delta t}) + Q_{o1} e^{-\alpha_1 \Delta t}}{q_{o1}} \right)^{\frac{1}{\alpha_1}} = \dots = \left( \frac{R_i(1 - e^{-\alpha_i \Delta t}) + Q_{oi} e^{-\alpha_i \Delta t}}{q_{oi}} \right)^{\frac{1}{\alpha_i}} \quad [6.17]$$

donde  $q_{oi}$  son valores inicialmente calculados junto con  $\alpha_{oi}$  a partir del hidrograma observado, y  $Q_{oi}$  son las descargas en el intervalo de tiempo anterior del hidrograma que se está calculando.

Con la ecuación 6.16 más  $n-1$  ecuaciones de la forma 6.17 tenemos un sistema de  $n$  ecuaciones no lineales con  $n$  incógnitas  $R_i$ . Una vez resuelto, con la ecuación 6.15 obtenemos la descarga en cada depósito  $Q_i$  y su suma  $Q$ .

Con las ecuaciones (6.15, 6.16 y 6.17) se puede resolver la circulación de un hidrograma a través de  $n$  embalses en paralelo conectados.

De forma similar puede llegarse a la ecuación que define el volumen o almacenamiento en cada embalse a lo largo del tiempo:

$$e^{t} = \left( \frac{S_{o1}}{S_1} \right)^{\frac{1}{\alpha_1}} = \left( \frac{S_{o2}}{S_2} \right)^{\frac{1}{\alpha_2}} = \dots = \left( \frac{S_{oi}}{S_i} \right)^{\frac{1}{\alpha_i}} \quad [6.18]$$

Esta ecuación es importante porque también define la proporción de precipitación efectiva que entra en cada uno de los depósitos.

### 6.5.2 RESOLUCIÓN DEL MODELO DE EMBALSE NO LINEAL.

En el embalse no lineal, el factor de respuesta ( $\alpha$ ) es una función de la descarga  $Q$ . Entre las funciones que mejor se ajustan a las observaciones están:

- Lineal.  $\alpha = a + b Q$  [6.19]

- Exponencial.  $\alpha = a + e^{bQ}$  [6.20]

- Polinómica.  $\alpha = a_0 + a_1 Q + a_2 Q^2 + \dots + a_n Q^n$  [6.21]

- Logarítmica.  $\alpha = a + b \text{Ln}[Q]$  [6.22]

Ahora, la ecuación de descarga 6.5 junto con una de las ecuaciones 6.19 a 6.22 puede resolverse mediante iteraciones sucesivas.

## 6.6 CONDICIÓN DE CONTORNO INICIAL.

La condición de contorno inicial para cualquiera de estos métodos es el valor de la descarga justo en el momento de iniciarse el evento que se estudia. Antes de iniciarse el evento, está sucediendo una *curva de decaimiento inicial* generada por eventos anteriores. En las ecuaciones 6.3 o 6.5, para el primer intervalo de cálculo, el valor de  $Q_I$  no es cero sino el valor de  $Q$  de la mencionada curva de recesión inicial.

## 6.7 RELACIONES DINÁMICAS.

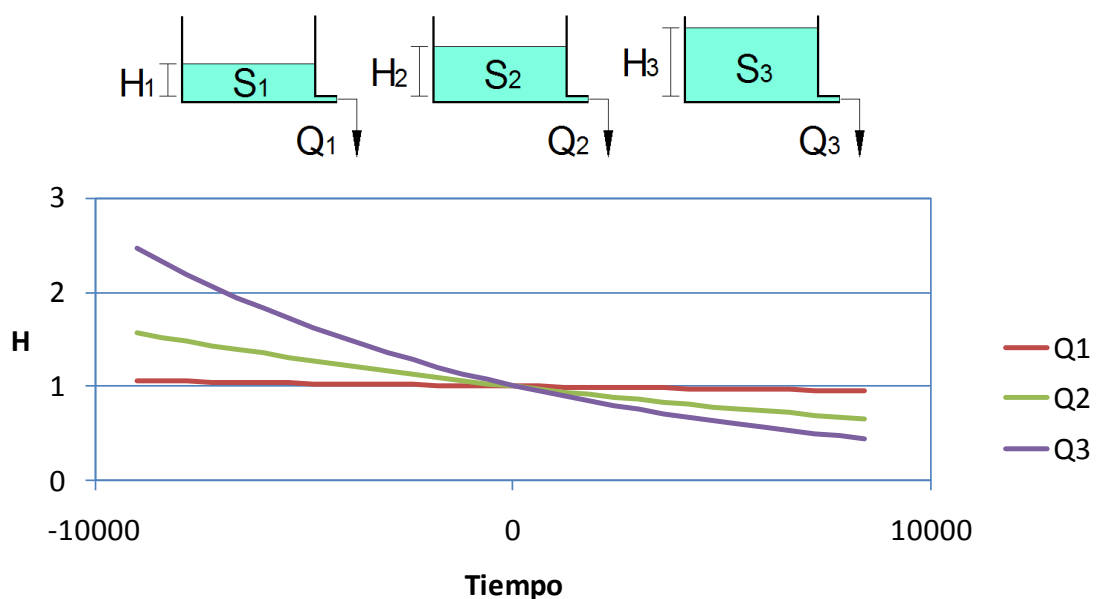
Es muy intuitivo obtener una representación del almacenamiento ( $S$ ) y de la descarga ( $Q$ ) en función del nivel dinámico en el depósito ( $H$ ). Si consideramos valores específicos, la base del depósito tiene área unitaria, por lo cual:

$$S = H$$

entonces, la ecuación 6.18 puede escribirse en función de la altura dinámica.

$$e^{t} = \left(\frac{H_{o1}}{H_1}\right)^{\frac{1}{\alpha_1}} = \left(\frac{H_{o2}}{H_2}\right)^{\frac{1}{\alpha_2}} = \dots = \left(\frac{H_{oi}}{H_i}\right)^{\frac{1}{\alpha_i}} \quad [6.23]$$

Figura 6.2. Modelo de depósitos en paralelo. En la gráfica se muestra la altura de cada depósito con el tiempo. Los coeficientes  $\alpha_i$  son  $6,00E-06$  ;  $5,00E-05$  y  $1,00E-04$ , y en  $t=0$ ,  $H_1=H_2=H_3=1$ .



La ecuación del flujo subterráneo (ley de Darcy) también responde al modelo de depósito lineal:

$$Q = K a \frac{\Delta h}{\Delta l}$$

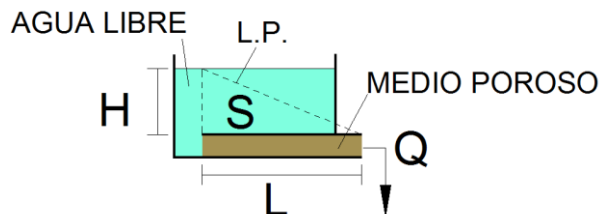
*K*      Permeabilidad.  
*a*        Sección del medio poroso.  
 $\Delta h/\Delta l$  Pendiente hidráulica.

Para llegar a la ecuación 6.1, basta agrupar los términos fijos de la ecuación de Darcy (*K*, *a*,  $\Delta l$ ) como coeficiente de agotamiento ( $\alpha$ ) y como el, siendo el almacenamiento unitario (*S*) igual a la altura ( $\Delta h$ ):

$$Q = \alpha S \quad ; \quad \alpha = K a / \Delta l \quad ; \quad S = \Delta h$$

Figura 6.3. Modelo de depósito con salida en un medio poroso.

*L.P.*: línea piezométrica dinámica en el medio poroso.



Otras ecuaciones de frecuente uso en hidráulica responden a modelos de depósito no lineal. Veamos algunas de ellas:

- Vaciado de un depósito (experimento de Torricelli):  $Q = C_D A_0 \sqrt{2gH}$

*C<sub>D</sub>*      Coeficiente de descarga del depósito.  
*A<sub>0</sub>*      Sección del orificio de salida.  
*g*        Aceleración de la gravedad.  
*H*        Altura del agua respecto al centro del orificio de salida.
  
- Ecuación de descarga de aliviaderos:  $Q = C_D L H^{3/2}$

*C<sub>D</sub>*      Coeficiente de descarga del aliviadero.  
*L*        Longitud de la cresta del aliviadero.  
*H*        Altura de la lámina de agua respecto a la cresta.
  
- Ecuación de flujo en canales y tuberías:  $Q = \frac{1}{n} S R^{2/3} \left( \frac{\Delta h}{\Delta l} \right)^{1/2}$

*n*        Coeficiente de rugosidad de Manning.  
*S*        Área de la sección mojada.  
*R*        Radio hidráulico.       $R = S/P$   
*P*        Perímetro mojado.  
 $\Delta h/\Delta l$  Pendiente hidráulica.

Todas estas ecuaciones, incluyendo la de flujo subterráneo, se pueden representar con una sola donde, en el término  $C$ , se agrupan todos los términos fijos:

$$Q = C H^b$$

En los gráficos de la [figura 6.4](#) se muestran las relaciones dinámicas de tres depósitos teóricos con  $C=1$  en todos ellos y distintos valores de  $b$ :

- $b=1/2$ : Vaciado de un depósito (experimento de Torricelli).
- $b=1$ : Depósito lineal, ecuación de flujo subterráneo.
- $b=3/2$ : Ecuación de descarga de aliviaderos.

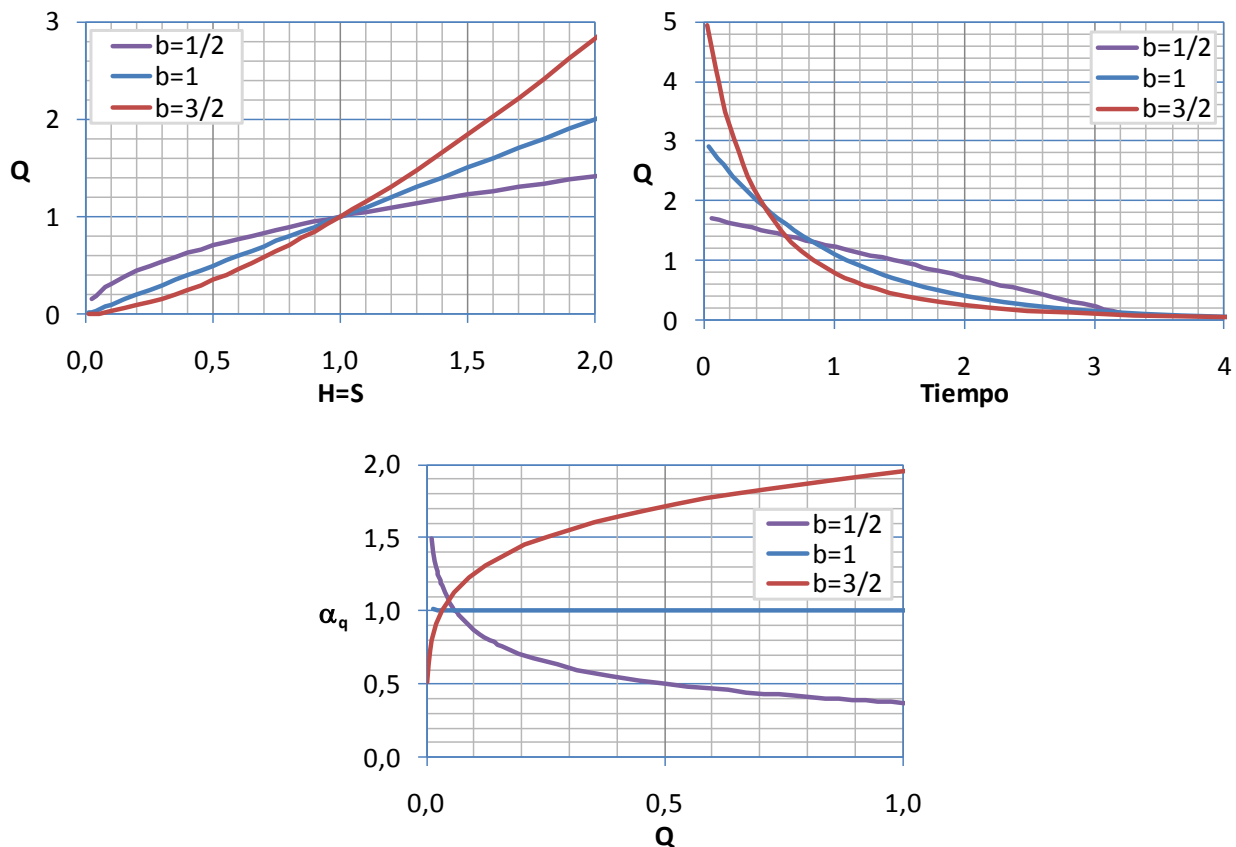
En el primer gráfico se muestra la relación  $Q/S$  (para simplificar se ha escogido  $S=H$ ) que, para el caso  $b=1$ , es lineal. Los otros dos son depósitos no lineales. Para cada depósito se tienen las siguientes ecuaciones respectivas:

$$Q = H^{1/2}$$

$$Q = H$$

$$Q = H^{3/2}$$

Figura 6.4.- Relaciones dinámicas en tres modelos de depósito.





En el segundo gráfico se representa la relación caudal/tiempo, donde en el caso  $b=1/2$ , se tiene una relación lineal. Las ecuaciones de esta relación son respectivamente:

$$Q = Q_0 - \frac{1}{2}t \quad Q = Q_0 e^{-1t} \quad Q = Q_0 e^{-\alpha_q t}$$

Aquí,  $Q_0$  es el caudal en el tiempo origen de referencia  $t=0$ . En el caso  $b=1$  se tiene la ecuación de descarga de depósitos lineales (ecuación 6.3 sin recarga), y en el caso  $b=3/2$  se tiene la ecuación de depósitos no lineales. La ecuación del caso  $b=1/2$  es una simplificación de la ecuación de descarga de depósitos no lineales para este caso particular.

En el tercer gráfico se muestra la relación entre el coeficiente de agotamiento y el caudal, que también puede describirse con esta ecuación:

$$\alpha_Q = \frac{\text{Ln}\left(\frac{Q}{Q_0}\right)}{t}$$

Para el caso de depósito lineal  $b=1$ , se tiene que  $\alpha$  es constante e igual a uno.

## 6.8 MÉTODO DE RESOLUCIÓN ALTERNATIVO.

Otra forma de resolver problemas de depósitos, lineales y no lineales, es con el método de *puls* descrito en el apartado 2.5. Para ello, el establecimiento de la relación almacenamiento *vs* caudal requerida en el método de *puls*, para el caso de varios embalses lineales, viene establecida por las ecuaciones 6.6, 6.7 y 6.9. Para un embalse no lineal, la relación está establecida mediante la ecuación 6.1 y la condición de que  $\alpha_Q$  es función de la descarga  $Q$  (e.g. ecuaciones 6.19 a 6.22).

## 6.9 PROCEDIMIENTO DE CALIBRACIÓN.

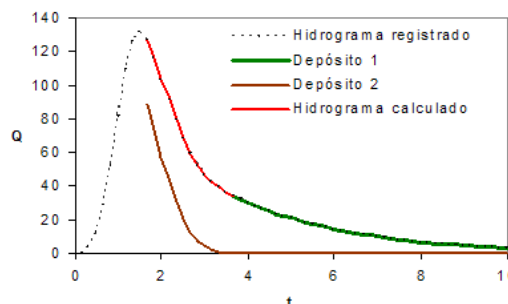
La *curva de recesión* (*recession curve*) es la parte del hidrograma situada después de la punta (y del episodio de lluvia) cuando el flujo va disminuyendo, y corresponde al flujo de base (*Baseflow*).

Un período de recesión (*recession period*) dura hasta que el caudal empieza a aumentar debido a una nueva precipitación. Por lo tanto, las curvas de recesión son las partes del hidrograma que están condicionadas por la liberación de agua de reservorios naturales, es decir, son la suma de las aportaciones de múltiples depósitos naturales.

### 6.9.1 CALIBRACIÓN PARA DEPÓSITOS LINEALES.

A partir de un hidrograma real se seleccionan segmentos de la curva de recesión, los cuales pueden ser analizados individualmente o colectivamente para poder abordar la comprensión de los procesos que generan el flujo. Para su resolución, tradicionalmente se han adoptado enfoques gráficos, pero más recientemente, el análisis se ha centrado en la definición de una solución analítica o modelo matemático que puede encajar adecuadamente los segmentos de recesión.

Figura 6.5. Calibración de un hidrograma con depósitos lineales.



Se propone, y se ha utilizado en este trabajo, un procedimiento completamente automático basado en un ajuste por mínimos cuadrados combinando las ecuaciones 6.6 y 6.8. Considerando un valor arbitrario para  $Q_{oi}$ , quedan como incógnitas los restantes  $Q_{oi}$  y  $\alpha_i$  tal como se ha justificado anteriormente.

Como el objeto principal de este trabajo son los episodios extremos, se ha trabajado con registros cortos de hidrogramas, por lo que en algunos casos, los resultados obtenidos corresponden a dos depósitos, quedando el depósito de respuesta más lenta sin identificar, cosa que no resulta ser un problema ya que su respuesta tiene lugar una vez transcurrido el episodio que nos interesa, siendo los depósitos de respuesta más rápida los que desempeñan el papel relevante.

Las unidades con las que se ha trabajado son las del Sistema Internacional, en concreto, para el coeficiente de recesión ( $\alpha$ ) se utiliza  $\text{seg}^{-1}$ .

Una consideración importante es que los resultados obtenidos en la calibración han sido transformados a datos específicos (dividiéndolos por el área total de la cuenca). Si observamos la ecuación 6.8 y suponemos que el caudal obtenido procede de una distribución uniforme en la cuenca, se ve que los coeficientes de recesión ( $\alpha$ ) no dependen del área de la cuenca, por lo que no precisan transformación. Por el contrario, los coeficientes  $Q_{oi}$  son los que precisan esta transformación, según el área de la cuenca o celda, para que puedan ser aplicados a cualquier subcuenca o a celdas de modelo digital. Otra ventaja de trabajar con valores específicos es que la relación que existe entre los distintos depósitos de la cuenca, puede ser comparada con los de otras cuencas independientemente de su tamaño. También se pueden transponer con facilidad los resultados de una cuenca a otra y realizar comparaciones.

### 6.9.2 CALIBRACIÓN PARA DEPÓSITOS NO LINEALES.

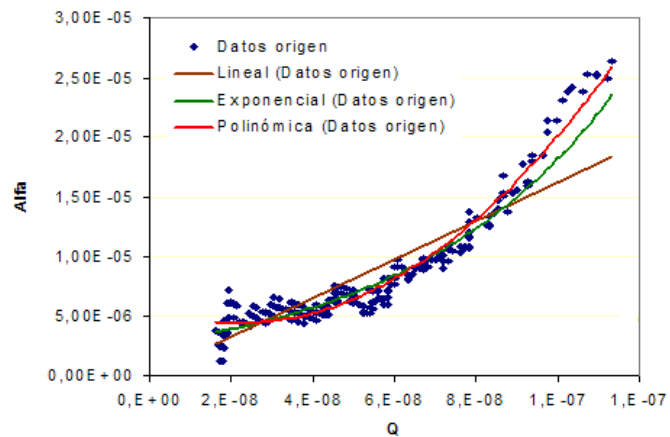
El método de calibración para un único embalse no lineal se realiza mediante el ajuste de una función (a elegir) del coeficiente de recesión frente a la descarga.

El procedimiento consiste en tomar los datos de la curva de decaimiento del hidrograma real, seleccionar un intervalo de tiempo con el que sean sensibles los cambios de caudal y aplicar la siguiente ecuación deducida a partir de la ecuación 6.5:

$$\alpha_Q = \frac{\text{Ln}\left(\frac{q_2}{q_1}\right)}{\Delta t} \quad [6.24]$$

Utilizando valores específicos  $q_i$  ( $Q_i$  / *área de la cuenca*), obtendremos ecuaciones fácilmente aplicables a subcuencas o celdas en los desarrollos posteriores.

Figura 6.6. Calibración de un hidrograma con un depósito no lineal.



## PARTE 3. APLICACIÓN CON CASOS REALES.

En esta [parte tercera](#) se utilizan los modelos hidrológicos para reproducir determinados episodios de crecida cuyos datos residen en los registros históricos de estaciones pluviométricas y de caudal. Se consideran eventos ocurridos en tres cuencas, Bergantes, Esca y Sotón y han sido seleccionados porque presentan una mejor claridad y continuidad en el conjunto de datos de las estaciones involucradas y porque presentan un régimen de caudales natural. En el [anejo núm. 1](#) se muestran las fichas de las estaciones de aforo elaboradas en la Confederación Hidrográfica del Ebro junto con algunas fotografías y esquemas.

En el [capítulo 7](#) se describe el procedimiento de calibración, los modelos utilizados en las simulaciones, las variables que intervienen en los modelos y los criterios utilizados para medir el grado de aproximación entre registros y simulaciones.

Previamente a los trabajos de simulación propiamente dichos, en el [capítulo 8](#) se realiza un encuadre de situación de las cuencas, de sus estaciones de registro, así como una descripción de sus características geométricas, hidrológicas e hidromorfológicas más relevantes.

En el [capítulo 9](#) se presentan los datos registrados en los episodios de lluvia y de caudal. Para las lluvias, se generan las coberturas correspondientes mediante modelos de interpolación.

En el [capítulo 10](#) se realiza un proceso completo de calibración de los episodios, es decir, se determinan los parámetros hidrológicos de las cuencas a partir de las observaciones de los registros reales. Aquí se describe con detalle y paso a paso, el procedimiento de calibración que se sigue.

En el [capítulo 11](#) se realiza una síntesis de los parámetros hidrológicos obtenidos en los episodios, se analizan y se generan modelos globales, válidos para otros episodios o para otras cuencas.

En el [capítulo 12](#), partiendo de los registros históricos de estas cuencas, se realiza un análisis de frecuencia de precipitaciones y de caudales, y se determina la frecuencia de los episodios estudiados.



## 7 ESQUEMA METODOLÓGICO.

### 7.1 PROCEDIMIENTO DE CALIBRACIÓN.

El procedimiento de calibración consiste, básicamente, en obtener un hidrograma simulado lo más parecido posible al hidrograma registrado mediante el ajuste de las variables del modelo.

De los datos registrados en las estaciones (hietogramas e hidrogramas) se identifican determinadas características a las que es necesario ajustarse en las simulaciones. Entre las más representativas tenemos:

- Precipitación total y su distribución temporal: se obtiene a partir de los registros de las estaciones pluviométricas.
- Precipitación efectiva: se deduce a partir del volumen de escorrentía superficial que sale de la cuenca y que viene dado por la integración del hidrograma registrado en la estación de aforos de cada cuenca.
- Déficit de escorrentía, pérdidas o abstracciones: es la diferencia entre los dos valores anteriores.
- Caudal punta: se observa directamente en el hidrograma registrado.
- Curva de recesión del hidrograma registrado: es la parte del hidrograma, posterior al caudal punta. A partir de ella se obtienen algunos parámetros de la cuenca ( $q_{0i}$  y  $\alpha_i$ ).
- Distribución temporal: también resulta imprescindible la máxima aproximación posible entre ambos hidrogramas (registrado y simulado), tanto el momento temporal en que se produce el máximo caudal (*tiempo pico*), como el resto del desarrollo de los hidrogramas.

Los modelos que se van a utilizar son los que se han visto en capítulos precedentes y, para algunos procesos, se utilizan varios métodos con el fin de poder contrastar resultados:

- En la transformación lluvia-escorrentía se utiliza el método de número de curva descrito en el [capítulo 5](#) y con las fuentes de datos que allí se indican.
- En la generación de hidrogramas se utiliza, por una parte, el modelo de depósitos con la metodología propuesta en esta tesis ([capítulo 6](#)), y también otros métodos como son la obtención de hidrogramas mediante la circulación del flujo a través de la red deducida del modelo digital del terreno, y el método del hidrograma unitario combinado con el hidrograma adimensional del SCS ([capítulo 2](#)).

- El tránsito de hidrogramas a través de cauces se realiza con el método de Muskingum-Cunge, evaluado con la fórmula de Manning o con tiempos de concentración (capítulo 2).

Para reproducir el hidrograma real y, en particular las características que acabamos de exponer, es necesario tantear las variables representativas de los modelos (*parámetros de calibración*), las cuales van a permitir obtener variaciones en el resultado del modelo hasta encontrar la solución óptima. Estos parámetros de calibración son los siguientes:

- Número de curva: el parámetro número de curva combinado con las condiciones de humedad antecedente (AMC, *antecedent moisture condition*, descrito en Aldana, 1998 y Ferrer Polo, 2000, ver apartado 5.3) es el más influyente en la determinación del balance hídrico y, por tanto, del volumen de escorrentía total y del déficit de escorrentía.
- Parámetros de reservorios para el modelo de depósitos: a partir del análisis de la curva de recesión del hidrograma registrado, se obtienen los parámetros de los reservorios ( $q_0$ ,  $\alpha$  para modelos lineales o una función  $\alpha(q)$  para modelos no lineales).
- Parámetros de circulación de flujo: por ejemplo, para el método de Muskingum-Cunge los parámetros  $K$  y  $X$ , que son evaluados a partir del coeficiente de rugosidad de Manning o del tiempo de concentración. El momento en que ocurre el caudal pico es muy sensible a estos parámetros.

## 7.2 CRITERIOS DE EFICIENCIA.

Para medir de forma objetiva las diferencias entre los datos registrados y simulados se han utilizado varios índices, de los cuales el más frecuentemente utilizado en este tipo de análisis, es el índice de eficiencia de Nash-Sutcliffe.

- NSE: Índice de eficiencia de Nash-Sutcliffe (*Nash-Sutcliffe efficiency coefficient*), 1970.
- IOA: Índice de ajuste (*index of agreement*).
- R: Coeficiente de correlación de Pearson (*correlation coefficient of Pearson between observed and calculated data*).
- RMS, RMSE o EMC: Error medio cuadrático (*root mean square error*).
- RAE: Proporción (%) de error absoluto del caudal punta (*ratio of absolute error of peak flow*).

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - Q_{s_i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - \overline{Q_{o_i}})^2}$$

$$IOA = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - Q_{s_i})^2}{\sum_{i=1}^n (|Q_{o_i} - \overline{Q_{o_i}}| + |Q_{s_i} - \overline{Q_{o_i}}|)^2}$$

$$R = \frac{\sum_{i=1}^n [(Q_{o_i} - \overline{Q_{o_i}})(Q_{s_i} - \overline{Q_{s_i}})]}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - \overline{Q_{o_i}})^2 \sum_{i=1}^n (Q_{s_i} - \overline{Q_{s_i}})^2}}$$

$$RMS = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - Q_{s_i})^2}{N}}$$

$$RAE = \frac{|Q_{po} - Q_{ps}|}{Q_{po}} 100$$

$N, n$ : Número de observaciones.

$Q_{o_i}$ : Valores observados.

$Q_{s_i}$ : Valores pronosticados.

$\overline{Q_{o_i}}$ : Media de valores observados.

$\overline{Q_{s_i}}$ : Media de valores pronosticados.

$Q_{po}$ : Pico observado.

$Q_{so}$ : Pico pronosticado.

El índice de eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE) produce resultados menores o iguales a 1. Si el resultado es 1, el ajuste es perfecto. Si es cero el error es del mismo orden de magnitud que la varianza de los datos observados, por lo que la media de los datos observados tendrá una capacidad predictiva similar al modelo. Valores inferiores a cero implican que la media tiene una capacidad predictiva más alta que el modelo (lo que supone desde luego que el modelo es muy malo). Este índice no es sensible al efecto de los valores proporcionales pero es sensible a los valores extremos.



El índice de ajuste (IOA) da una medida de la correlación entre las observaciones y las predicciones. Su magnitud absoluta debe ser lo más próxima a 1 para que exista una buena correlación.

El coeficiente de correlación de Pearson ( $R$ ), mide la relación lineal entre las dos variables. A diferencia de la covarianza, la correlación de Pearson es independiente de la escala de medida de las variables. El valor del índice de correlación varía en el intervalo  $[-1, +1]$ :

- Si  $r = 0$ , no existe relación lineal. Pero esto no necesariamente implica una independencia total entre las dos variables, es decir, que la variación de una de ellas puede influir en el valor que pueda tomar la otra.
- Si  $r = 1$ , existe una correlación positiva perfecta. El índice indica una dependencia total entre ambas variables llamada relación directa. Cuando una de ellas aumenta, la otra también lo hace en la misma proporción.
- Si  $0 < r < 1$ , existe una correlación positiva.
- Si  $r = -1$ , existe una correlación negativa perfecta. El índice indica una dependencia total entre las dos variables llamada relación inversa: cuando una de ellas aumenta, la otra disminuye en idéntica proporción.
- Si  $-1 < r < 0$ , existe una correlación negativa.

El error medio cuadrático (RMS) nos da la medida de las diferencias en promedio entre los valores pronosticados y los valores observados.

La proporción de error absoluto del caudal punta (RAE) nos da una medida directa del grado de aproximación obtenido para una característica concreta, el caudal punta, que es el objetivo principal del análisis.

### 7.3 ISOCRONAS Y TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN.

En el [capítulo 8](#) se realiza un estudio de isocronas y tiempos de concentración para las cuencas calibradas. Se han utilizado diversas fórmulas que arrojan una amplia gama de resultados, debido a que han sido deducidas a partir de observaciones experimentales en grupos de cuencas de características muy diferentes, por lo que la elección de una u otra ha de realizarse teniendo en cuenta tanto la tipología de la cuenca que se analiza como el modelo para el que resulta más adecuada. En el [apartado 2.7](#) se trata este tema y se presentan las fórmulas de tiempo de concentración que más se utilizan.

Por otra parte, se ha creado una cobertura de isócronas generada con la fórmula de Kirpich que es representativa del tipo de cuencas que se analizan en este caso. Un mapa de isocronas es una representación planimétrica del tiempo de recorrido del flujo de escorrentía, normalmente directa, desde cada punto de la cuenca has-

ta el punto de salida de la misma o punto de referencia. Es obvio que la velocidad del flujo no es una magnitud fija sino que depende de múltiples factores y, especialmente, de la magnitud del caudal circulante. El flujo en un canal es más rápido cuanto mayor es el caudal que circula. Por tanto, en una misma cuenca podrían generarse mapas de isocronas para cada lluvia y estado de la cuenca, y aún se puede llegar más lejos, dentro de un mismo episodio el caudal circulante no es fijo sino que sufre variaciones en el tiempo (hidrograma), por lo que la velocidad del flujo también es variable en un mismo episodio de lluvia. No obstante, los mapas de isocronas se generan para unas condiciones que se consideran como de referencia, adoptando determinados criterios de circulación de flujo independientes de la lluvia o del caudal. Así es frecuente utilizar las fórmulas del tiempo de concentración para su evaluación.

#### 7.4 EPISODIOS SIMULADOS.

Los episodios de crecida que vamos a analizar fueron registrados en la red SAIH de la Confederación Hidrográfica del Ebro. La precipitación fue registrada en varias estaciones pluviométricas distribuidas por la cuenca. Todos los registros, tanto de aforo como pluviométricos, tienen un intervalo (*step*) de 15 minutos. Los datos de caudal están en m<sup>3</sup>/s y los de precipitación en mm (=l/m<sup>2</sup>), durante el intervalo de 15 minutos. Los episodios corresponden a tres cuencas, de los ríos Bergantes, Esca y Sotón, y son los representados en la [tabla 7.1](#).

*Tabla 7.1. Episodios de crecida registrados en las cuencas de los ríos Bergantes, Esca y Sotón que serán simulados con los modelos hidrológicos.*

| EPISODIOS DE CRECIDA |           |       |            |      |         |       |                              |  |  |
|----------------------|-----------|-------|------------|------|---------|-------|------------------------------|--|--|
| EPI-SODIO            | CORRIENTE | FECHA |            |      | HORA    |       | DURACIÓN<br>LLUVIAS<br>horas | INTER-<br>VALOS<br>DE 15<br>MINU-<br>TOS | CAUDAL<br>PUNTA<br>(m <sup>3</sup> /s) |
|                      |           |       |            |      | INICIAL | FINAL |                              |  |  |
| 1.1                  | Bergantes | 6-8   | mayo       | 2003 | 0:00    | 11:30 | 59,75                        | 239                                      | 237                                    |
| 1.2                  | "         | 21-25 | octubre    | 2000 | 5:00    | 12:45 | 104,00                       | 416                                      | 1.030                                  |
| 1.3                  | "         | 5-10  | mayo       | 2002 | 13:00   | 17:15 | 124,50                       | 498                                      | 227                                    |
| 1.4                  | "         | 10-13 | abril      | 2002 | 13:45   | 0:45  | 59,25                        | 237                                      | 89                                     |
| 2.1                  | Esca      | 18-28 | enero      | 2009 | 14:30   | 19:30 | 245,25                       | 981                                      | 201                                    |
| 2.2                  | "         | 31-12 | febrero    | 2009 | 14:30   | 15:30 | 289,25                       | 1.157                                    | 178                                    |
| 3.1                  | Sotón     | 8-11  | noviembre  | 2003 | 18:00   | 9:45  | 64,00                        | 256                                      | 129                                    |
| 3.2                  | "         | 7     | septiembre | 2004 | 2:00    | 13:15 | 11,50                        | 46                                       | 185                                    |
| 3.3                  | "         | 23-24 | mayo       | 2008 | 3:45    | 7:00  | 27,50                        | 110                                      | 59                                     |



## 8 DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS.

### 8.1 RÍO BERGANTES.

#### 8.1.1 LOCALIZACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.

En la [figura 8.1.1](#) se representa la cuenca del río Bergantes y sus características se dan en la [tabla 8.1.1](#). Este río es afluente del río Guadalope, en el que desemboca en la cola del embalse de Calanda, entre los términos municipales de La Ginebrosa y Aguaviva. Hay que hacer notar que en términos toponímicos el Bergantes da nombre a uno de los arroyos de la cuenca principal que pasa por Morella, correspondiendo el curso principal de la cuenca al denominado arroyo de los Pellejeros, que aguas abajo pasa a denominarse arroyo de las Truchas y posteriormente río Caldés. En Forcall confluyen tres ríos, Cantavieja (con 292 km<sup>2</sup> de cuenca y 35 km de cauce principal), Caldés (con 519 km<sup>2</sup> de cuenca y 64 km de cauce principal) y Bergantes (con 71 km<sup>2</sup> de cuenca y 26 km de cauce principal), para continuar con la denominación de este último hasta desembocar en el Guadalope.

El ámbito geológico de esta cuenca corresponde a la parte oriental de la cordillera Ibérica, donde los rumbos tectónicos toman una dirección SW-NE, enlazando con la directriz de la Cadena Costera Catalana en los Puertos de Beceite. Básicamente, en el centro de la cuenca se desarrolla un anticlinal de dirección N-S, en cuyo núcleo afloran los materiales más antiguos, calizas de edad jurásica, y hacia ambos flancos van aflorando materiales cretácicos cada vez más modernos, llegando a darse una serie detrítica paleógena en la zona norte. Hacia las zonas extremas de la cuenca (norte y sur) se desarrollan diversos pliegues con direcciones predominantemente ibéricas (NW-SE), aunque localmente se presentan rumbos SW-NE.

*Tabla 8.1.1 Características de la cuenca del río Bergantes en Zorita del Maestrazgo.*

| CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA DEL RÍO BERGANTES EN ZORITA |                 |          |
|--|-----------------|----------|
| CARACTERÍSTICA   | UD              | VALOR    |
| Área de la cuenca  | Km <sup>2</sup> | 1.052,17 |
| Longitud del curso máximo                                | Km              | 83,50    |
| Pendiente media del curso máximo                         | %               | 1,53     |
| Pendiente media de la cuenca                             | %               | 18,42    |
| Pendiente media de las líneas de corriente               | %               | 22,54    |
| Tiempo de concentración de Témez                         | Horas           | 19,16    |
| Tiempo de concentración de Kirpich                       | Horas           | 9,96     |
| Número de curva medio (AMC II)                           | Adimensional    | 69,64    |
| Umbral de escorrentía medio                              | mm              | 22,15    |

Las estaciones de observación son las de la [tabla 8.1.2](#) que también se representan georreferenciadas en la [figura 8.1.1](#). Hay que hacer notar que para el episodio de mayo de 2003 no se tienen registros completos de lluvia en el pluviómetro A031, por lo que en él no se han utilizado los datos de esta estación.

Tabla 8.1.2. Estaciones pluviométricas utilizadas en los episodios del río Bergantes. En la estación A031 también se registran caudales.

| ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS EN LA CUENCA DEL BERGANTES |                   |                          |                          |                          |
|--|-------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| PLUVIÓMETRO  | MUNICIPIO         | X <sub>UTM HUSO 30</sub> | Y <sub>UTM HUSO 30</sub> | Z <sub>ORTOMÉTRICA</sub> |
| A031   | ZORITA            | 740.151                  | 4.518.350                | 540,30                   |
| E018   | CASTELLOTE        | 726.625                  | 4.517.191                | 574,00                   |
| P049   | IGLESUELA DEL CID | 726.884                  | 4.484.585                | 1.273,90                 |
| P050   | MORELLA           | 745.279                  | 4.500.981                | 992,20                   |
| P051   | POBLA BENIFASSA   | 760.076                  | 4.511.174                | 1.345,00                 |

Para la asignación de lluvia a cada punto de la cuenca (*modelización distribuida*) a partir de los registros de las estaciones pluviométricas se han utilizado dos métodos (con el fin de contrastar resultados):

- Polígonos de Thiessen. Con este método, a cada punto de la cuenca se le asigna la precipitación ocurrida en la estación más próxima. Si realizamos una intersección entre el área de la cuenca con cada polígono, obtendremos el peso específico que tiene cada estación ([tabla 8.1.3](#)).

Tabla 8.1.3. Influencia de las estaciones pluviométricas consideradas para la cuenca del río Bergante deducida a partir del método de polígonos de Thiessen.

| INFLUENCIA DE LAS ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS |       |       |        |        |      |         |
|---|-------|-------|--------|--------|------|---------|
|   | A031  | E018  | P49    | P50    | P51  | Σ       |
| AREA (Km <sup>2</sup> )                     | 97,21 | 34,61 | 538,97 | 381,38 | 0,00 | 1052,17 |
| PESO  | 0,09  | 0,03  | 0,51   | 0,36   | 0,00 | 1,00    |

- Interpolación mediante funciones de base radial (RBF, *radial basis function*). Éste es un método, tal como lo hemos utilizado, de interpolación en dos dimensiones de tipo *spline* que produce una distribución continua de la precipitación evaluada a partir de los datos registrados en las estaciones. En el [apartado 4.4](#), se describe el método y, en este caso se ha utilizado la función multicuádrica.

Para aplicar estos métodos, para cada intervalo de precipitación es necesario generar una cobertura o capa que cubra toda la cuenca. Una vez generadas todas las capas, se puede crear el hietograma de lluvia en cada punto leyendo el registro de lluvia de ese punto en cada capa o intervalo de tiempo.

### 8.1.2 DISTRIBUCIÓN ALTIMÉTRICA.

Los valores estadísticos de distribución altimétrica medidos en el modelo digital del terreno son los de la [tabla 8.1.4](#). En la [figura 8.1.2](#) se muestra la distribución altimétrica de la cuenca dividida en diferentes clases. La media de 1.119,25 msnm indica que es una cuenca de altitud elevada y el coeficiente de variación de 0,24 indica que la variación de altitudes es moderada.

*Tabla 8.1.4.- Valores estadísticos de la cobertura de altimetría para la cuenca del río Bergantes a partir de Zorita del Maestrazgo.*

| VALORES ESTADÍSTICOS DE LA ALTIMETRÍA DE LA CUENCA DEL BERGANTES |          |        |          |            |      |          |
|--|----------|--------|----------|------------|------|----------|
| VALORES  | MÁXIMO   | MÍNIMO | MEDIA    | DESVIACIÓN | Cv   | VARIANZA |
| NORMALES   | 1.883,52 | 528,40 | 1.119,25 | 269,77     | 0,24 | 72.776   |
| TIPIFICADOS  | 2,83     | -2,19  | 0,00     | 1,00       | --   | --       |

### 8.1.3 PENDIENTES.

Se ha generado el mapa de pendientes ([figura 8.1.3](#)) con valores en %, a partir del modelo digital del terreno con paso de malla 100 m. Los valores estadísticos medidos en el modelo digital del terreno son los de la [tabla 8.1.5](#).

*Tabla 8.1.5.- Valores estadísticos de la cobertura de pendientes para la cuenca del río Bergantes a partir de Zorita del Maestrazgo.*

| VALORES ESTADÍSTICOS DE LA COBERTURA DE PENDIENTES (%). BERGANTES. |        |        |       |            |      |          |
|--|--------|--------|-------|------------|------|----------|
| VALORES  | MÁXIMO | MÍNIMO | MEDIA | DESVIACIÓN | Cv   | VARIANZA |
| NORMALES   | 109,04 | 0,04   | 18,42 | 11,23      | 0,61 | 126,11   |
| TIPIFICADOS  | 8,07   | -1,64  | 0,00  | 1,00       | --   | --       |

El mayor valor del coeficiente de variación respecto al obtenido en la distribución altimétrica nos indica una mayor variabilidad de la pendiente.

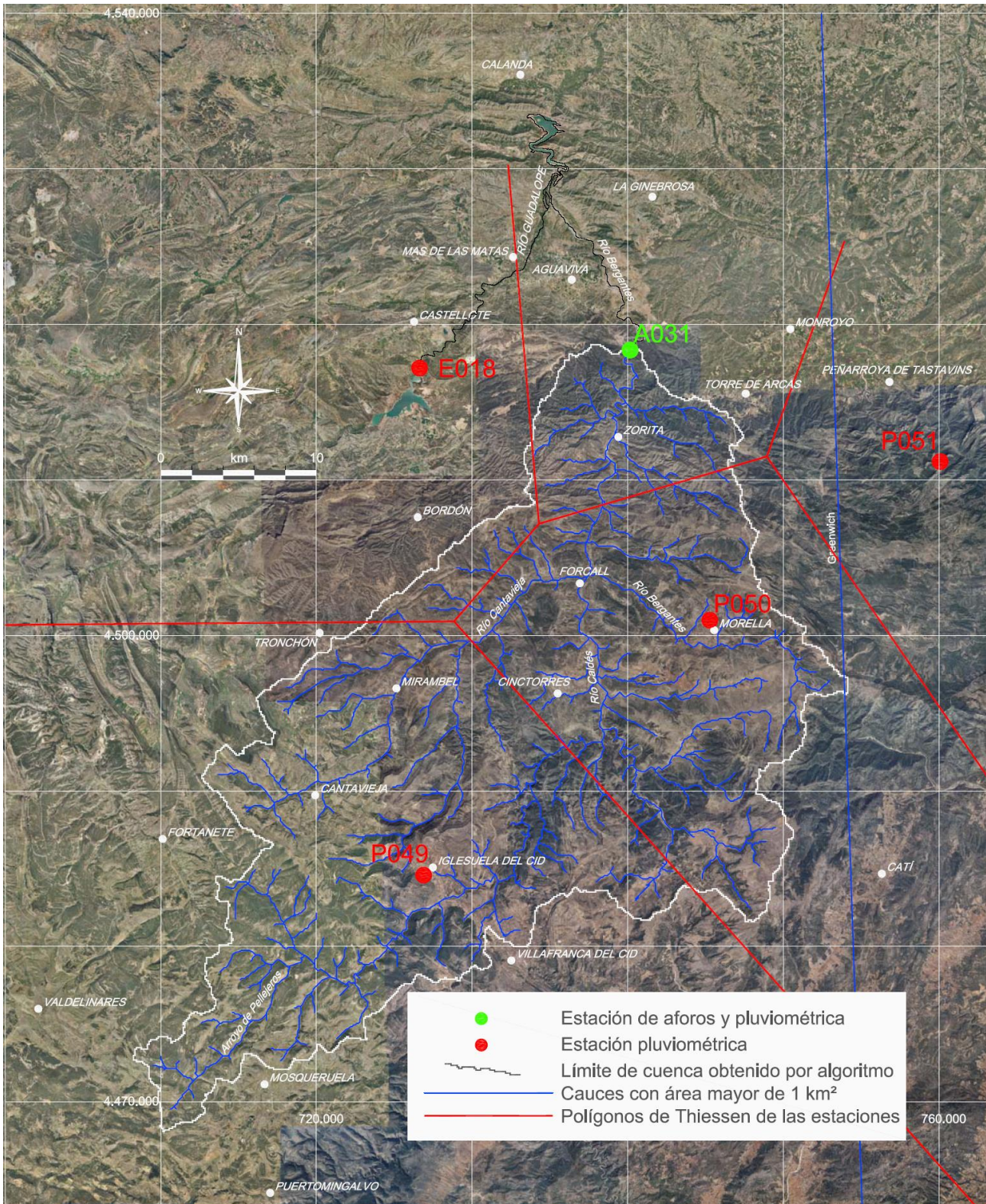
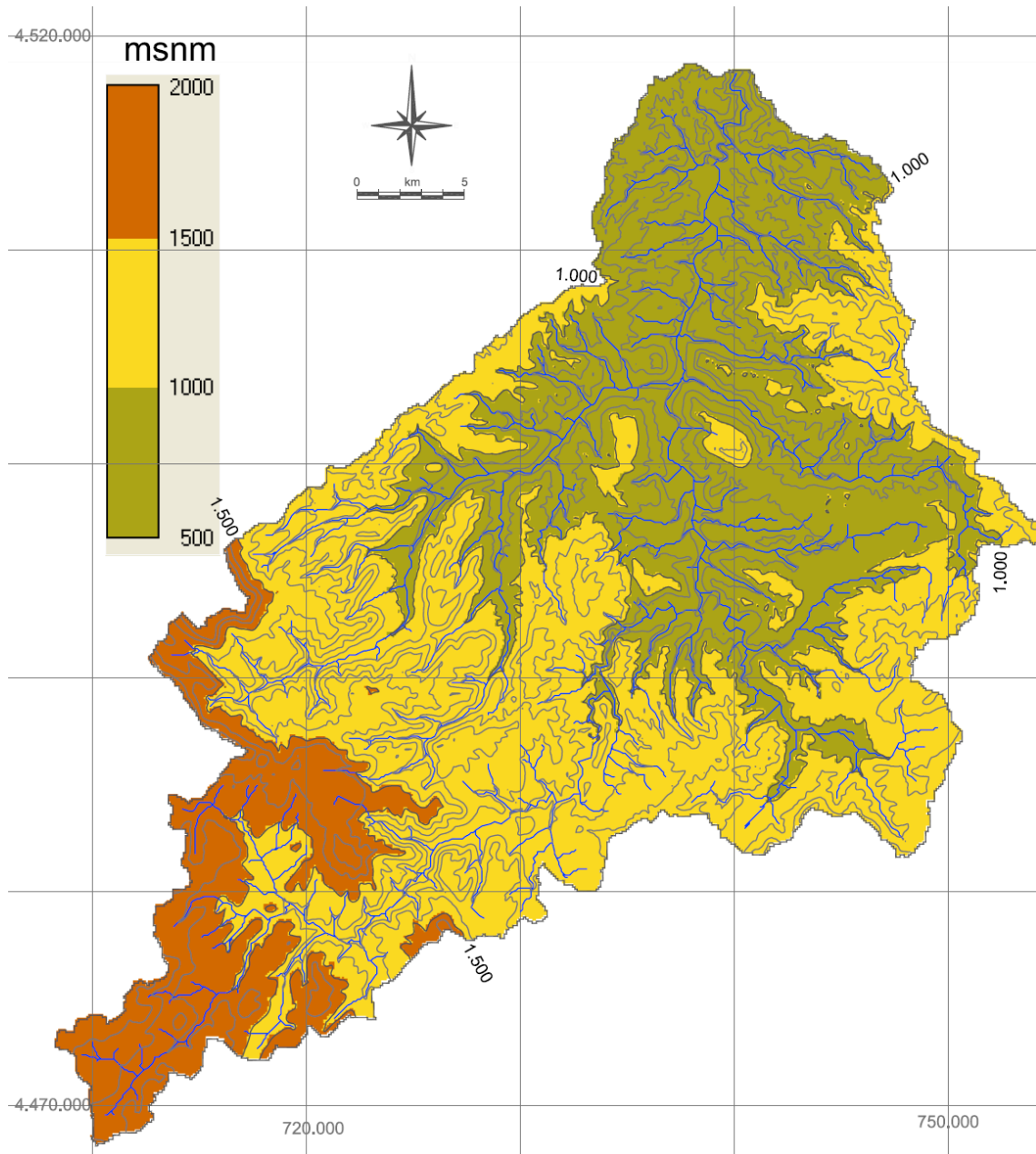
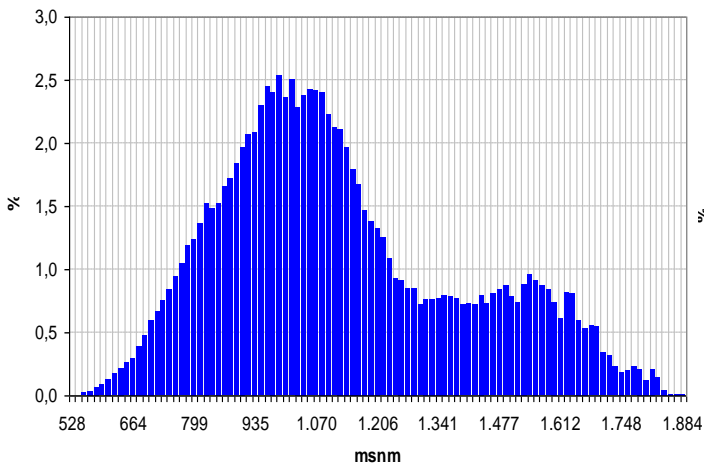


Figura 8.1.1.- Cuenca vertiente del río Bergantes en la estación A031 en Zorita sobre ortofoto de 2006 del PNOA (Plan Nacional de Ortofotografía Aérea) obtenida con un programa de composición georreferenciada de mosaicos o teselas (tiles) a partir de los datos del servicio WMS (Web Map Service) de la plataforma IDEE (Infraestructura de datos espaciales de España).



Altimetría: Histograma con división en 100 clases



Altimetría: Curva acumulativa

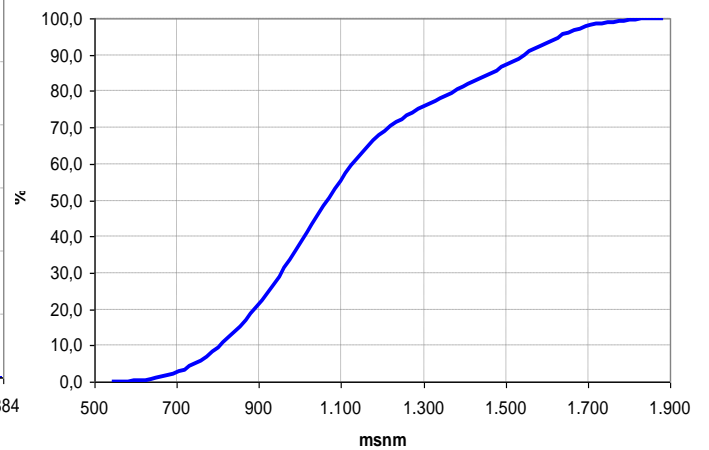
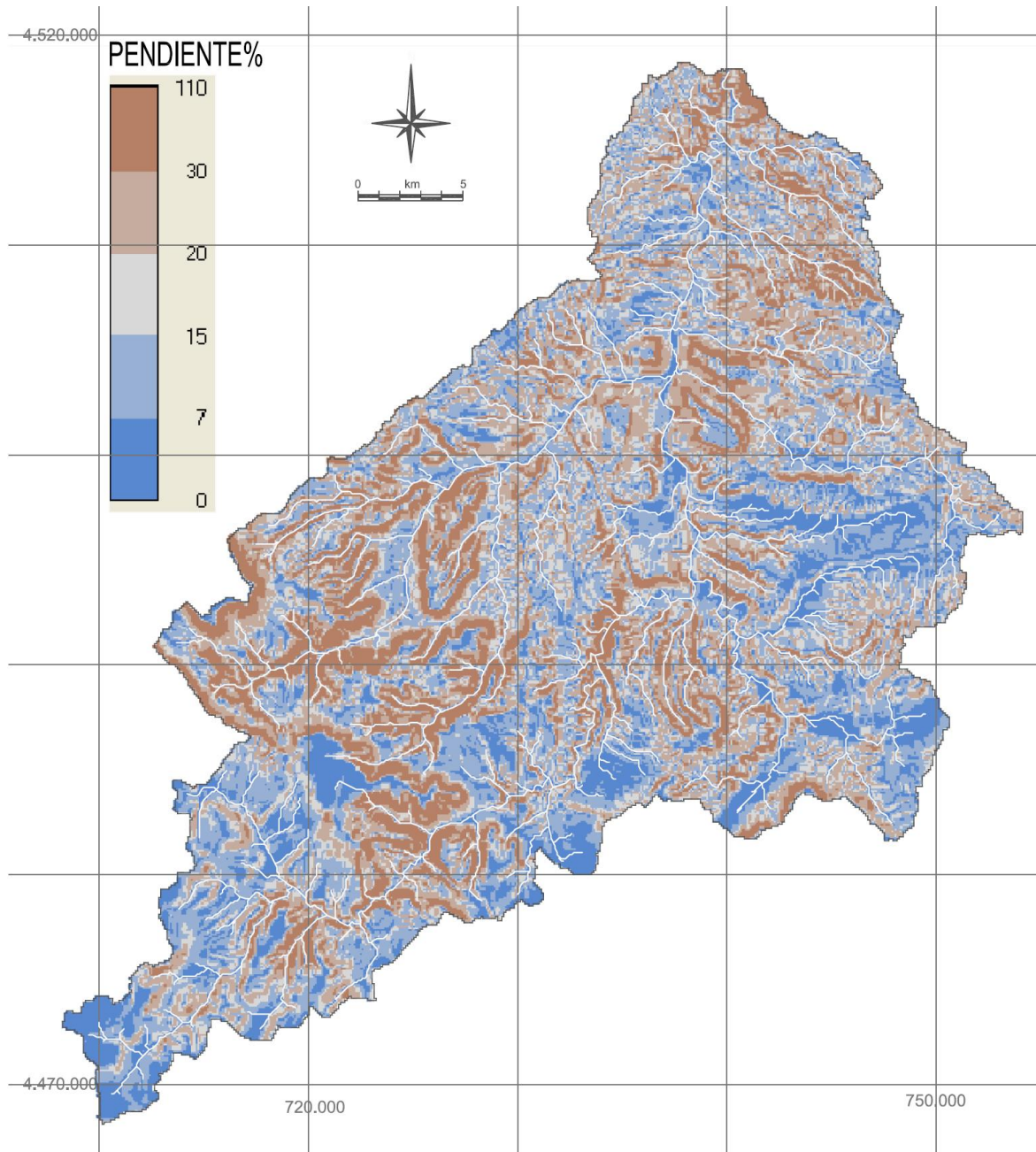


Figura 8.1.2.- Mapa, histograma y curva acumulativa de la cobertura altimétrica.





Pendientes: Histograma con división en 100 clases

Pendientes: Curva acumulativa

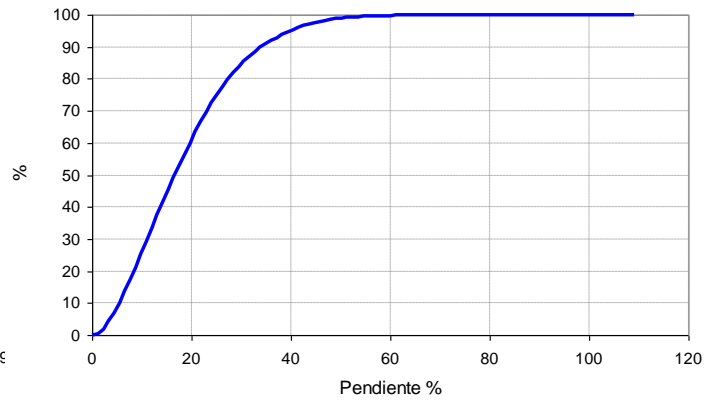
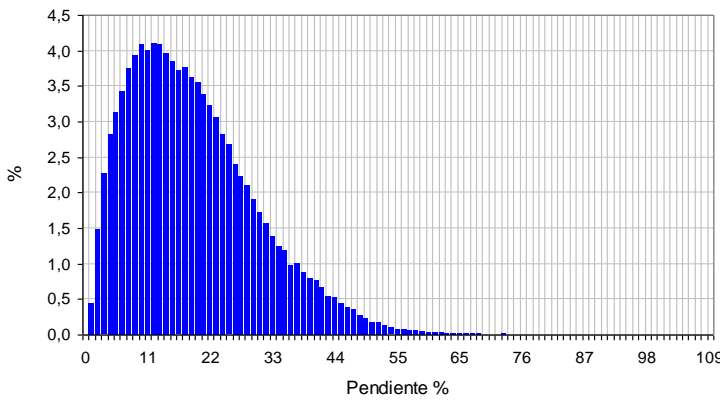


Figura 8.1.3.- Mapa de pendientes generado con MDT de paso de malla 100 m.

## 8.2 RÍO ESCA.

### 8.2.1 LOCALIZACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.

La cuenca del río Esca corresponde mayoritariamente al espléndido valle del Roncal en el que antaño se construían almadías (nabatas) para bajar al Ebro los troncos de pino y haya. La zona de cabecera se sitúa en las sierras interiores pirenaicas donde afloran series calcáreas del Cretácico superior y Paleoceno. Hacia el sur y alejándose del eje de la cordillera, los afloramientos pasan a ser de materiales terrígenos y de edades cada vez más modernas dentro del Oligoceno, que también aflora en la zona central y baja de la cuenca en la denominada Canal de Berdún.

En el río Esca se tienen registros de dos estaciones de aforo, lo que permitirá contrastar los resultados de las simulaciones. En la [figura 8.2.1](#) se representan estas cuencas del río Esca, y sus características se dan en la [tabla 8.2.1](#).

El río Esca desemboca en el río Aragón en la cola del embalse de Yesa, en el término municipal de Sigüés. La zona de cabecera está ocupada por la cuenca de tres barrancos principales que confluyen en Isaba para dar origen al río Esca. Estos arroyos son Uztárroz y Mintxate, Belagua y Belarze, con cuencas de 40, 28, 87 y 30 km<sup>2</sup>, y cauces principales de 11, 11, 23 y 11 km respectivamente. En las zonas media y baja, además del principal, destacan otros cuatro cauces, el río Biniés el barranco de Urralegui, el río Gardalar y el barranco Ugañáin, con cuencas de 51, 21, 30 y 15 km<sup>2</sup> y cauces de 19, 9, 11 y 8 km.

*Tabla 8.2.1. Características de las cuencas del río Esca en Sigüés e Isaba.*

| CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA DEL RÍO ESCA EN ISABA Y SIGÜÉS |                 |        |        |
|---|-----------------|--------|--------|
| CARACTERÍSTICA  | UD              | ISABA  | SIGÜÉS |
| Área de la cuenca   | Km <sup>2</sup> | 189,06 | 400,28 |
| Longitud del curso máximo                                   | Km              | 24,01  | 45,36  |
| Pendiente media del curso máximo                            | %               | 6,44   | 3,84   |
| Pendiente media de la cuenca                                | %               | 36,85  | 35,58  |
| Pendiente media de las líneas de corriente                  | %               | 42,86  | 42,96  |
| Tiempo de concentración de Témez                            | horas           | 5,66   | 10,12  |
| Tiempo de concentración de Kirpich                          | horas           | 2,19   | 4,37   |
| Número de curva medio (AMC II)                              | Adimensional    | 63,08  | 61,22  |
| Umbral de escorrentía medio                                 | mm              | 29,74  | 32,18  |

Las estaciones de observación son las de la [tabla 8.2.2](#) que también se representan georreferenciadas en la [figura 8.2.1](#). También aquí hay que hacer notar que, por falta de datos, en algunos episodios no se han utilizado todas las estaciones y, lógicamente, la ponderación de los polígonos de Thiessen utilizada en los cálculos se ha adaptado a ese caso concreto.

*Tabla 8.2.2. Estaciones pluviométricas y de caudal utilizadas en los episodios del río Esca.*

| ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS Y DE CAUDAL EN LA CUENCA DEL RÍO ESCA |                     |                          |                          |                          |
|---|---------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| PLUVIÓMETRO   | MUNICIPIO           | X <sub>UTM HUSO 30</sub> | Y <sub>UTM HUSO 30</sub> | Z <sub>ORTOMÉTRICA</sub> |
| A063  | Salvatierra de Esca | 662.700                  | 4.728.400                | 595                      |
| A268  | Isaba               | 669.400                  | 4.747.400                | 760                      |
| A259  | Izalzu              | 658.845                  | 4.753.276                | 790                      |
| P016  | Ansó                | 678.200                  | 4.735.602                | 900                      |

La distribución areal de cada estación dentro de la cuenca, calculada con polígonos de Thiessen, y el peso específico que tiene cada estación se presentan en la [tabla 8.2.3](#).

*Tabla 8.2.3. Influencia de las estaciones pluviométricas consideradas para la cuenca del río Esca deducida a partir del método de polígonos de Thiessen.*

| A) CUENCA EN SIGÜÉS     |       |        |       |       |        |
|-------------------------|-------|--------|-------|-------|--------|
|                         | A063  | A268   | A259  | P016  | Σ      |
| ÁREA (Km <sup>2</sup> ) | 76,21 | 279,41 | 12,99 | 31,67 | 400,28 |
| PESO                    | 0,19  | 0,70   | 0,03  | 0,08  | 1,00   |

| B) CUENCA EN ISABA      |      |        |       |      |        |
|-------------------------|------|--------|-------|------|--------|
|                         | A063 | A268   | A259  | P016 | Σ      |
| ÁREA (Km <sup>2</sup> ) | 0,00 | 176,07 | 12,99 | 0,00 | 189,06 |
| PESO                    | 0,00 | 0,93   | 0,07  | 0,00 | 1,00   |

## 8.2.2 DISTRIBUCIÓN ALTIMÉTRICA.

Los valores estadísticos de distribución altimétrica medidos en el modelo digital del terreno son los de la [tabla 8.2.4](#). En la [figura 8.2.2](#) se muestra la distribución altimétrica de la cuenca dividida en diferentes clases.

*Tabla 8.2.4.- Valores estadísticos de la cobertura de altimetría para la cuenca del río Esca en Isaba y en Sigüés.*

| VALORES ESTADÍSTICOS DE LA ALTIMETRÍA. CUENCA RÍO ESCA EN SIGÜÉS |          |        |          |            |      |          |
|--|----------|--------|----------|------------|------|----------|
| VALORES  | MÁXIMO   | MÍNIMO | MEDIA    | DESVIACIÓN | Cv   | VARIANZA |
| NORMALES   | 2.446,82 | 571,54 | 1.145,87 | 321,74     | 0,28 | 103.517  |
| TIPIFICADOS  | 4,04     | -1,79  | 0,00     | 1,00       | --   | --       |

| VALORES ESTADÍSTICOS DE LA ALTIMETRÍA. CUENCA RÍO ESCA EN ISABA |          |        |          |            |      |          |
|---|----------|--------|----------|------------|------|----------|
| VALORES   | MÁXIMO   | MÍNIMO | MEDIA    | DESVIACIÓN | Cv   | VARIANZA |
| NORMALES  | 2.446,82 | 766,41 | 1.331,21 | 318,11     | 0,24 | 101.197  |
| TIPIFICADOS   | 3,51     | -1,78  | 0,00     | 1,00       | --   | --       |

## 8.2.3 PENDIENTES.

Se ha generado el mapa de pendientes ([figura 8.2.3](#)), con valores en %, a partir del modelo digital del terreno. Los valores estadísticos medidos en el modelo digital del terreno son los de la [tabla 8.2.5](#).

*Tabla 8.2.5.- Valores estadísticos de la cobertura de pendientes para la cuenca del río Esca en Sigüés e Isaba.*

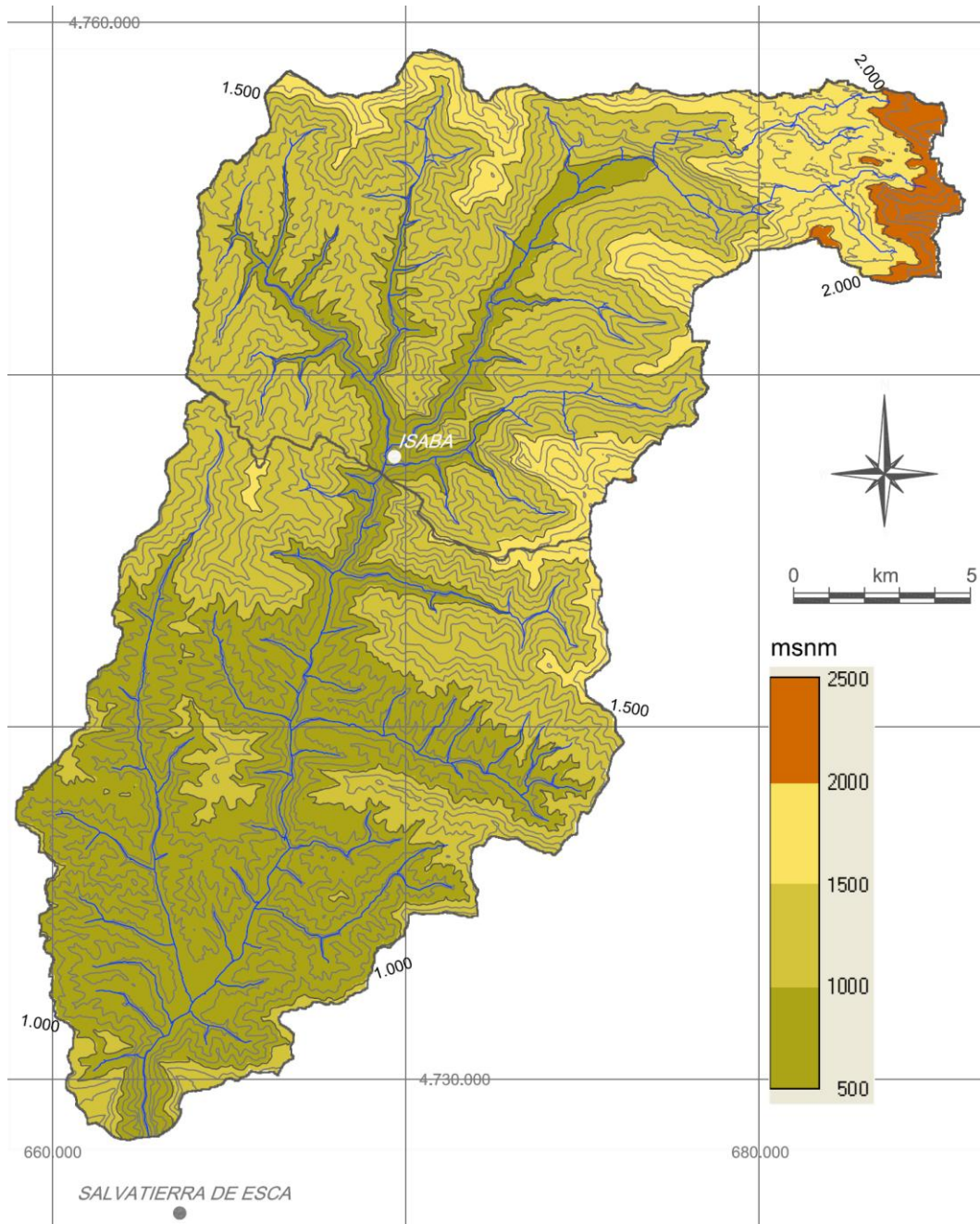
| VALORES ESTADÍSTICOS DE LA COBERTURA DE PENDIENTES (%). SIGÜÉS |        |        |       |            |      |          |
|--|--------|--------|-------|------------|------|----------|
| VALORES  | MÁXIMO | MÍNIMO | MEDIA | DESVIACIÓN | Cv   | VARIANZA |
| NORMALES   | 196,42 | 0,51   | 35,58 | 16,35      | 0,46 | 267,32   |
| TIPIFICADOS  | 9,84   | -2,14  | 0,00  | 1,00       | --   | --       |

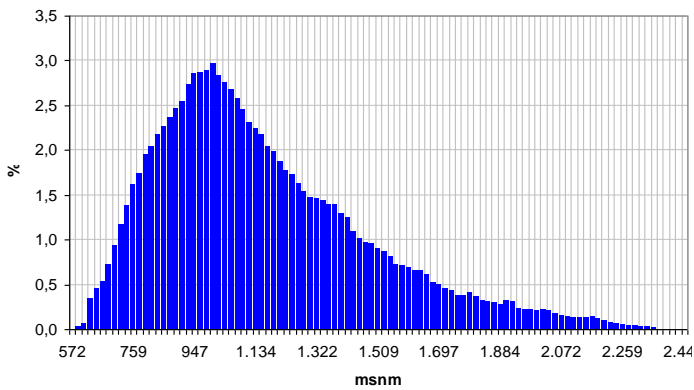
| VALORES ESTADÍSTICOS DE LA COBERTURA DE PENDIENTES (%). ISABA. |        |        |       |            |      |          |
|--|--------|--------|-------|------------|------|----------|
| VALORES  | MÁXIMO | MÍNIMO | MEDIA | DESVIACIÓN | Cv   | VARIANZA |
| NORMALES   | 129,55 | 0,51   | 36,85 | 16,96      | 0,46 | 287,64   |
| TIPIFICADOS  | 5,47   | -2,14  | 0,00  | 1,00       | --   | --       |

Se observa un coeficiente de variación muy elevado, lo que indica que la variabilidad de la pendiente es alta.





Altimetría: Histograma con división en 100 clases



Altimetría: Curva acumulativa

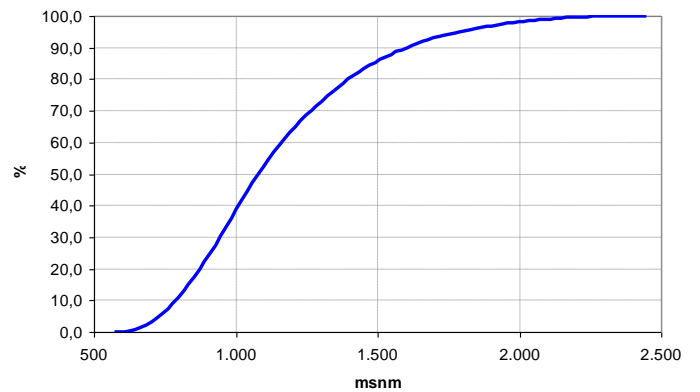
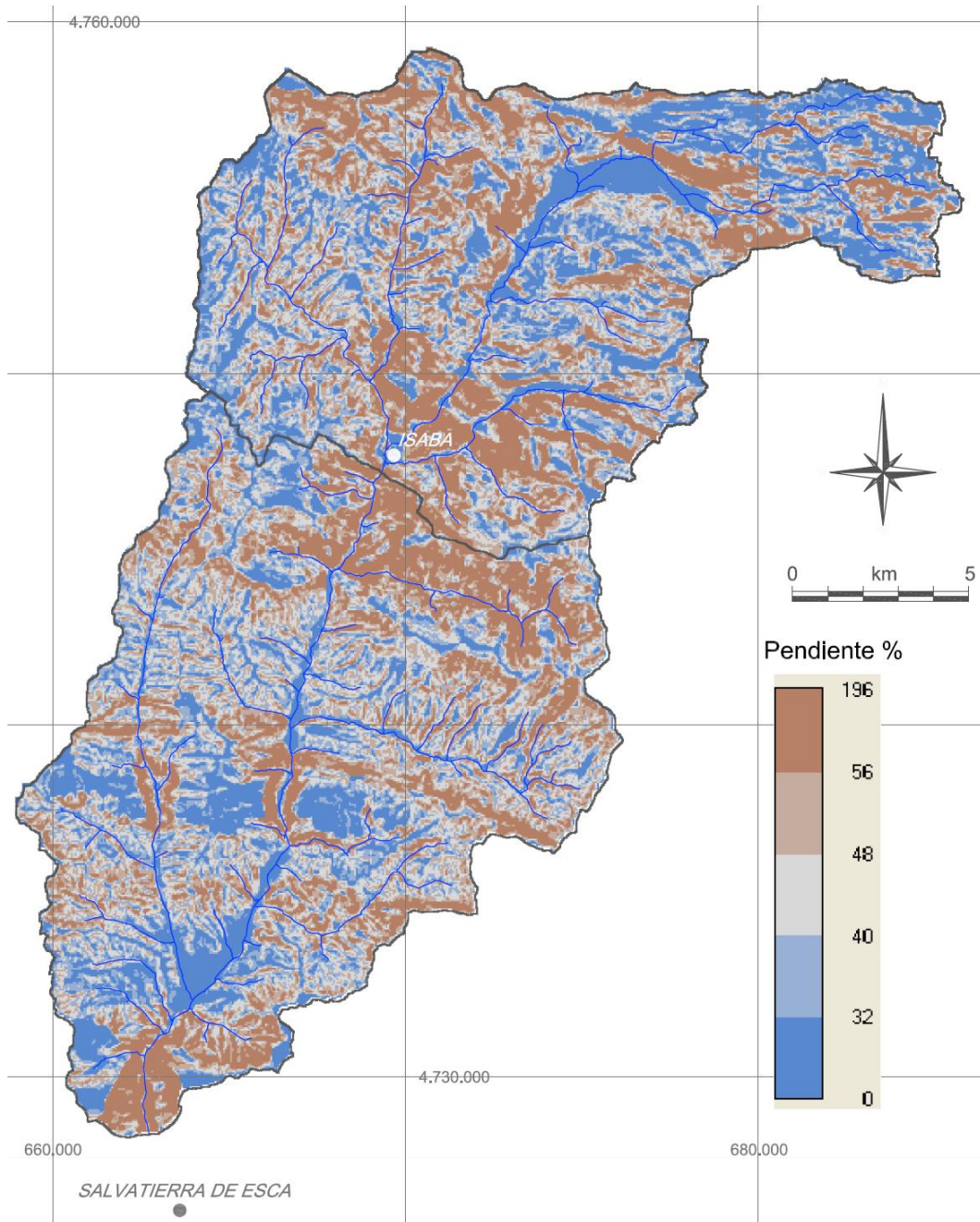


Figura 8.2.2.- Mapa, histograma y curva acumulativa de la cobertura altimétrica.



Pendientes: Histograma con división en 100 clases

Pendientes: Curva acumulativa

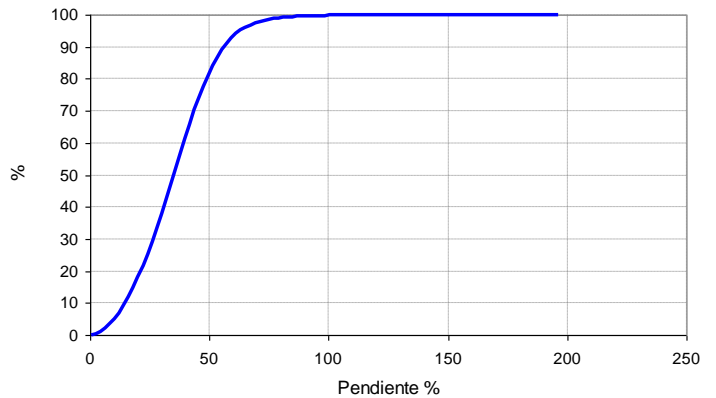
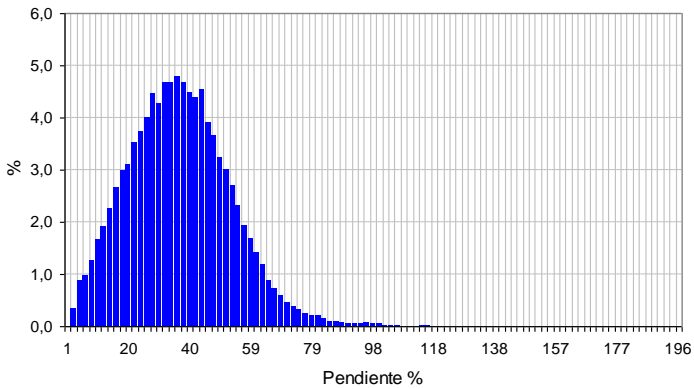


Figura 8.2.3.- Mapa de pendientes generado con MDT de paso de malla 100 m.

## 8.3 RÍO SOTÓN.

### 8.3.1 LOCALIZACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.

En la [figura 8.3.1](#) se representa la cuenca del río Sotón y sus características se dan en la [tabla 8.3.1](#). El río Sotón desemboca en el Gállego en Gurrea y su zona de cabecera se sitúa en la vertiente suroeste de las Sierras de Loarre (oeste), Caballera (centro) y del Gratal (este), pertenecientes a las Sierras Exteriores de la cadena Pirenaica.

Estas sierras están constituidas por cabalgamientos con rumbo pirenaico, en cuyos núcleos afloran arcillas y yesos de la facies Keuper flanqueadas por calizas cretácicas y, más externamente, calcarenitas paleógenas también afectadas por el plegamiento. Al alejarse de la zona de cabecera, entrando en la cuenca del Ebro, los materiales pasan a ser detríticos, de edad neógena, en los que se superponen depósitos de gravas y limos con origen en glaciares y terrazas cuaternarias que ocupan extensiones considerables.

En la zona central de la cuenca las líneas de corriente adoptan formas bastante rectilíneas con cauces poco definidos, a excepción de los principales. Esto se debe a una morfología del terreno plana originada por el glaciares.

En la zona baja, las subcuencas más importantes corresponden a las de los ríos Ríel (por el oeste) y Venia (por el este) que son estrechas y alargadas, con unas extensiones de 48 km<sup>2</sup> y 34 km<sup>2</sup> respectivamente, y longitudes de cauce principal de 24 km y 20 km. La zona de cabecera está ocupada por varios barrancos que confluyen en la zona central, Sotón, Fontvaleria, Salado y Bueño, con áreas de 19, 7, 5 y 7 km<sup>2</sup>, y cauces de 14, 9, 7 y 8 km.

*Tabla 8.3.1. Características de la cuenca del río Sotón en Orilla.*

| CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA DEL RÍO SOTÓN EN ORILLA |                 |        |
|--|-----------------|--------|
| CARACTERÍSTICA                                       | UD              | VALOR  |
| Área de la cuenca                                    | Km <sup>2</sup> | 196,76 |
| Longitud del curso máximo                            | Km              | 28,47  |
| Pendiente media del curso máximo                     | %               | 3,61   |
| Pendiente media de la cuenca                         | %               | 11,30  |
| Pendiente media de las líneas de corriente           | %               | 11,90  |
| Tiempo de concentración de Témez                     | horas           | 7,19   |
| Tiempo de concentración de Kirpich                   | horas           | 3,12   |
| Número de curva medio (AMC II)                       | Adimensional    | 76,50  |
| Umbral de escorrentía medio                          | mm              | 15,61  |



Las estaciones de observación son las de la [tabla 8.3.2](#) que también se representan georreferenciadas en la [figura 8.3.1](#). También aquí hay que hacer notar que, por falta de datos, en algunos episodios no se han utilizado todas las estaciones y, lógicamente, la ponderación de los polígonos de Thiessen utilizada en los cálculos se ha adaptado a ese caso concreto.

*Tabla 8.3.2. Estaciones pluviométricas utilizadas en los episodios del río Sotón. En la estación A255 solamente se registran caudales.*

| ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS Y DE CAUDAL EN LA CUENCA DEL RÍO SOTÓN |                  |                          |                          |                          |
|--|------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| PLUVIÓMETRO  | MUNICIPIO        | X <sub>UTM HUSO 30</sub> | Y <sub>UTM HUSO 30</sub> | Z <sub>ORTOMÉTRICA</sub> |
| A255   | Lupiñén-Ortilla  | 696.473                  | 4.669.722                | 425,70                   |
| EM37   | Biscarrués       | 685.698                  | 4.672.628                | 422,90                   |
| EM38   | Alcalá de Gurrea | 692.715                  | 4.664.605                | 414,00                   |
| E044   | Arguís           | 711.961                  | 4.686.942                | 986,00                   |
| EM81   | Huesca           | 711.275                  | 4.660.734                | 401,20                   |
| E039   | Loarre           | 694.825                  | 4.684.074                | 652,80                   |
| R051   | Loarre           | 696.390                  | 4.690.705                | 1.460,50                 |

La distribución areal de cada estación dentro de la cuenca, calculada con polígonos de Thiessen, y el peso específico que tiene cada estación, se dan en la [tabla 8.3.3](#). Aunque algunas estaciones no tienen peso específico calculado con el citado método, en interpolaciones con funciones de base radial sí que lo tienen.

*Tabla 8.3.3. Influencia de las estaciones pluviométricas consideradas para la cuenca del río Sotón deducida a partir del método de polígonos de Thiessen.*

| INFLUENCIA DE LAS ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS |      |       |       |      |       |       |        |
|---|------|-------|-------|------|-------|-------|--------|
|   | EM37 | EM38  | E044  | EM81 | E039  | R051  | Σ      |
| AREA (Km <sup>2</sup> )                     | 0,00 | 36,08 | 43,17 | 4,91 | 87,24 | 25,37 | 196,76 |
| PESO  | 0,00 | 0,18  | 0,22  | 0,02 | 0,44  | 0,13  | 1,00   |

### 8.3.2 DISTRIBUCIÓN ALTIMÉTRICA.

Los valores estadísticos de distribución altimétrica medidos en el modelo digital del terreno son los de la [tabla 8.3.4](#). En la [figura 8.3.2](#) se muestra la distribución altimétrica de la cuenca dividida en diferentes clases.

*Tabla 8.3.4.- Valores estadísticos de la cobertura de altimetría para la cuenca del río Sotón en Orilla.*

| VALORES ESTADÍSTICOS DE LA ALTIMETRÍA DE LA CUENCA DEL RÍO SOTÓN |          |        |        |            |      |          |
|--|----------|--------|--------|------------|------|----------|
| VALORES  | MÁXIMO   | MÍNIMO | MEDIA  | DESVIACIÓN | Cv   | VARIANZA |
| NORMALES   | 1.608,76 | 422,39 | 702,41 | 277,23     | 0,39 | 76.856   |
| TIPIFICADOS  | 3,27     | -1,01  | 0,00   | 1,00       | --   | --       |

### 8.3.3 PENDIENTES.

Se ha generado el mapa de pendientes ([figura 8.3.3](#)), con valores en %, a partir del modelo digital del terreno. Los valores estadísticos medidos en el modelo digital del terreno son los de la [tabla 8.3.5](#).

*Tabla 8.3.5.- Valores estadísticos de la cobertura de pendientes para la cuenca del río Sotón en Orilla.*

| VALORES ESTADÍSTICOS DE LA COBERTURA DE PENDIENTES (%). BERGANTES. |        |        |       |            |      |          |
|--|--------|--------|-------|------------|------|----------|
| VALORES  | MÁXIMO | MÍNIMO | MEDIA | DESVIACIÓN | Cv   | VARIANZA |
| NORMALES   | 108,37 | 0,02   | 11,30 | 13,71      | 1,21 | 187,96   |
| TIPIFICADOS  | 7,08   | -0,82  | 0,00  | 1,00       | --   | --       |

También aquí se observa un coeficiente de variación muy elevado, lo que indica que alta variabilidad de la pendiente.

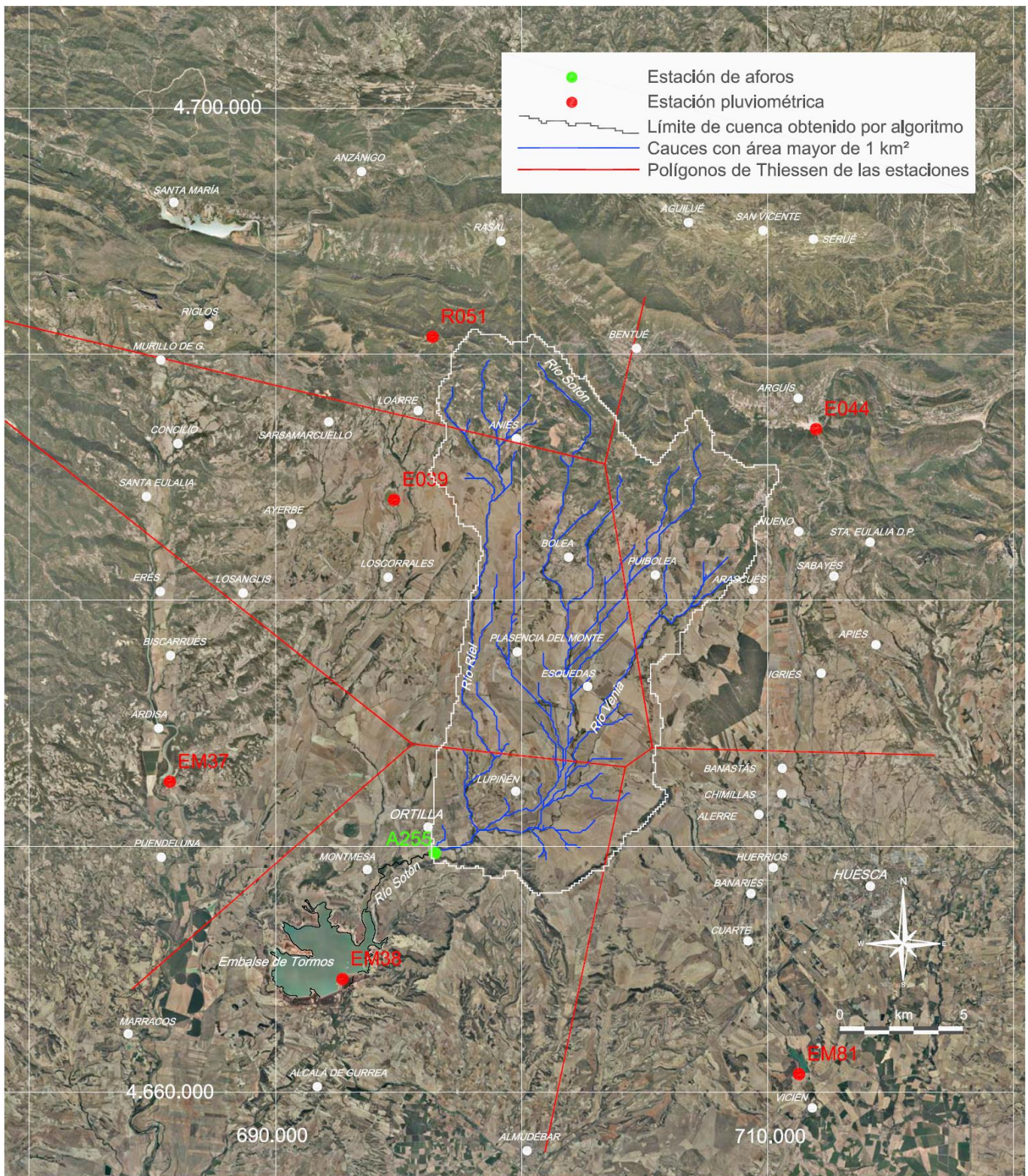


Figura 8.3.1.- Cuenca vertiente del río Sotón en la estación foronómica A255 en Ortilla sobre ortofoto de 2006 del PNOA.

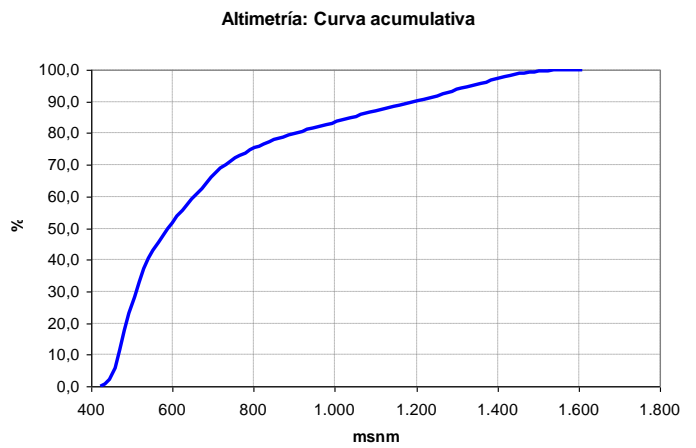
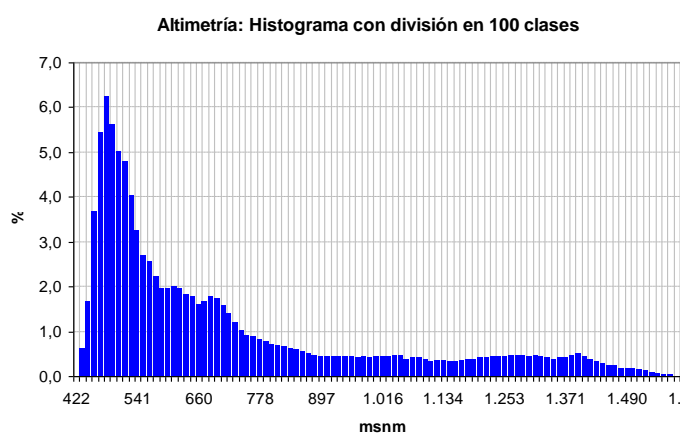
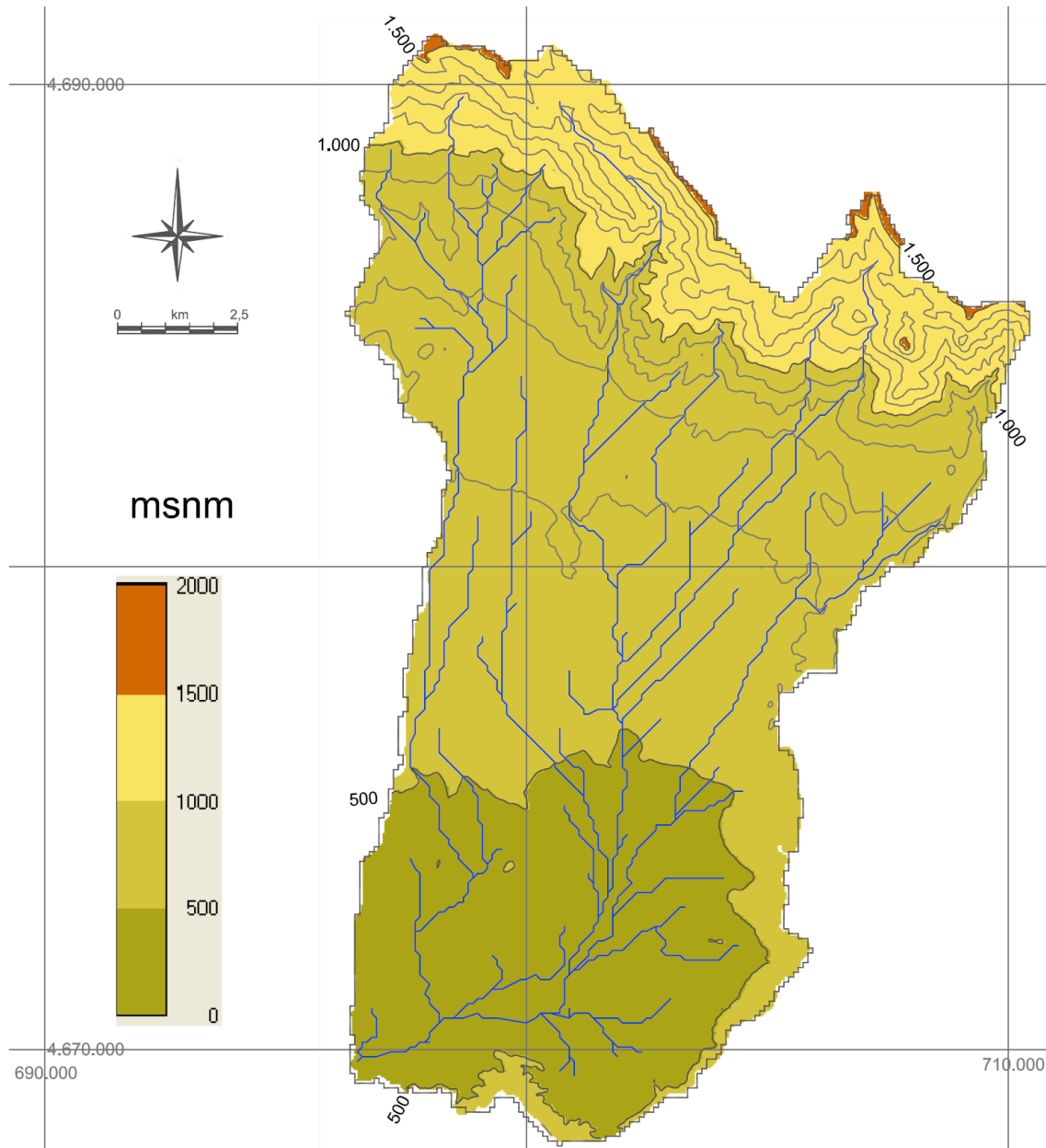
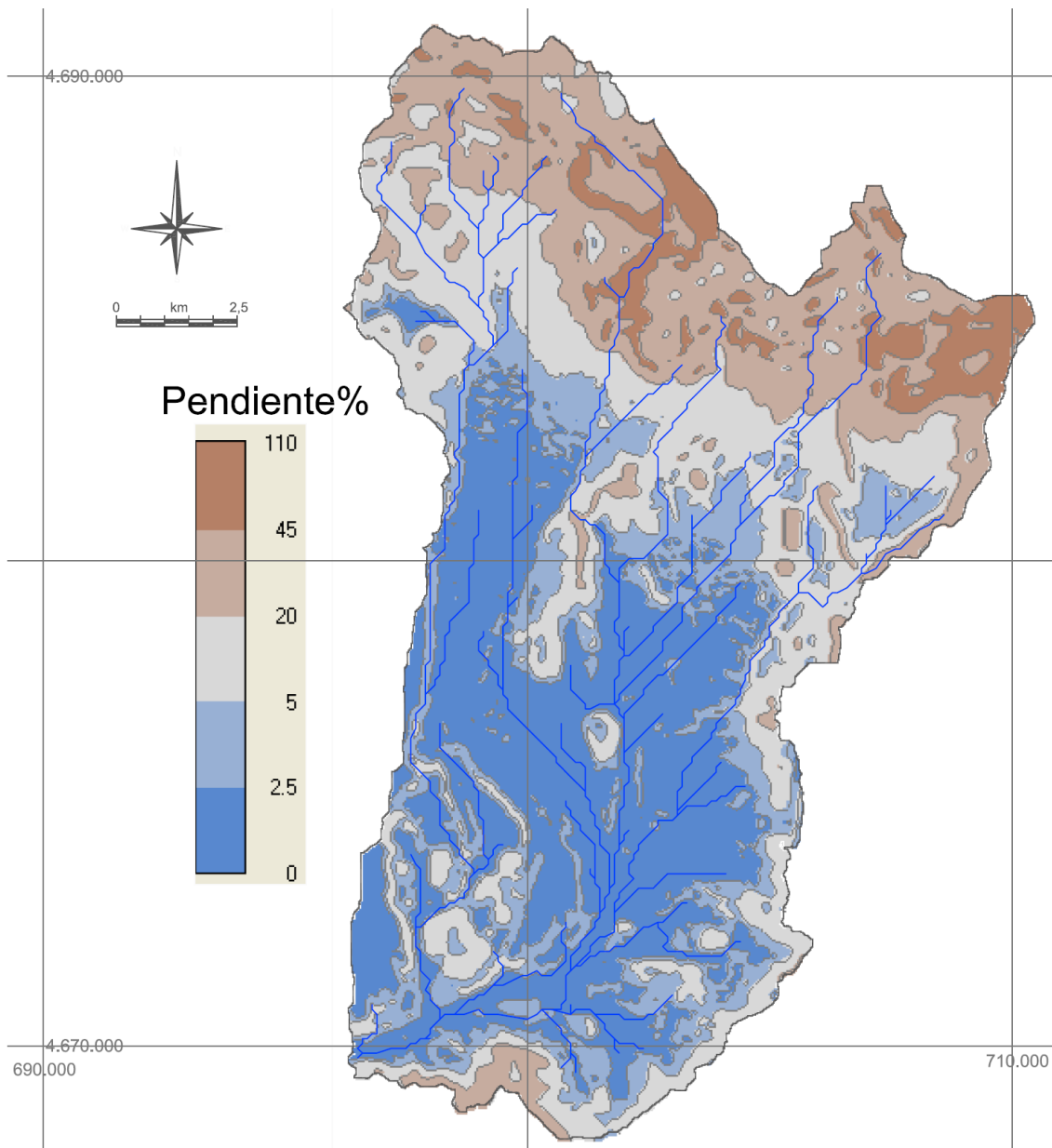
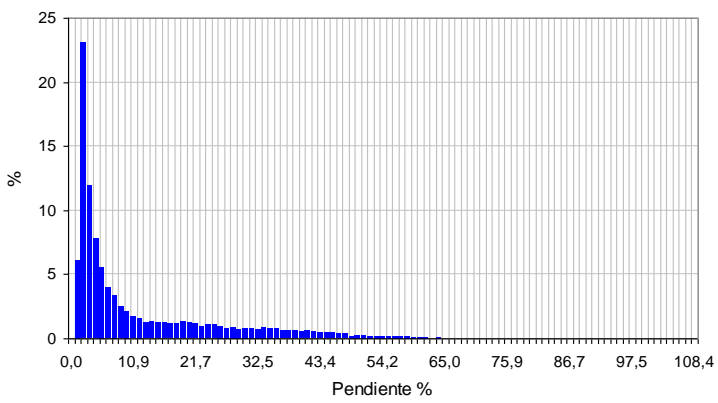


Figura 8.3.2.- Mapa, histograma y curva acumulativa de la cobertura altimétrica.



Pendientes: Histograma con división en 100 clases



Pendientes: Curva acumulativa

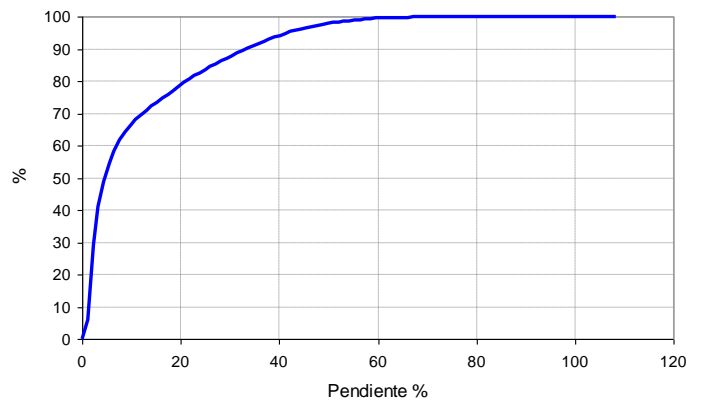


Figura 8.3.3.- Mapa de pendientes generado con MDT de paso de malla 20 m.

## 8.4 ANÁLISIS HIPSOMÉTRICO.

En la figura 8.4.1 se muestran la curva hipsométrica (Llamas, 1993) y la clinográfica de las coberturas de altimetría y de pendiente para las tres cuencas estudiadas. Para poder realizar comparaciones entre las tres cuencas se ha representado la altimetría en valores relativos (la cota mínima de la cuenca tiene altura relativa 0,00 y la máxima 100). Estas curvas se leen de la siguiente forma, e.g. para el río Sotón, con la cota mediana (50% de altura relativa) se obtiene de la gráfica que el 16% de la superficie de la cuenca supera dicha cota altimétrica. También para el río Sotón, se tiene que el 32% de la superficie de la cuenca supera el valor 10% de pendiente (absoluta en este caso).

Figura 8.4.1.- Curvas de las coberturas altimétrica y de pendientes.

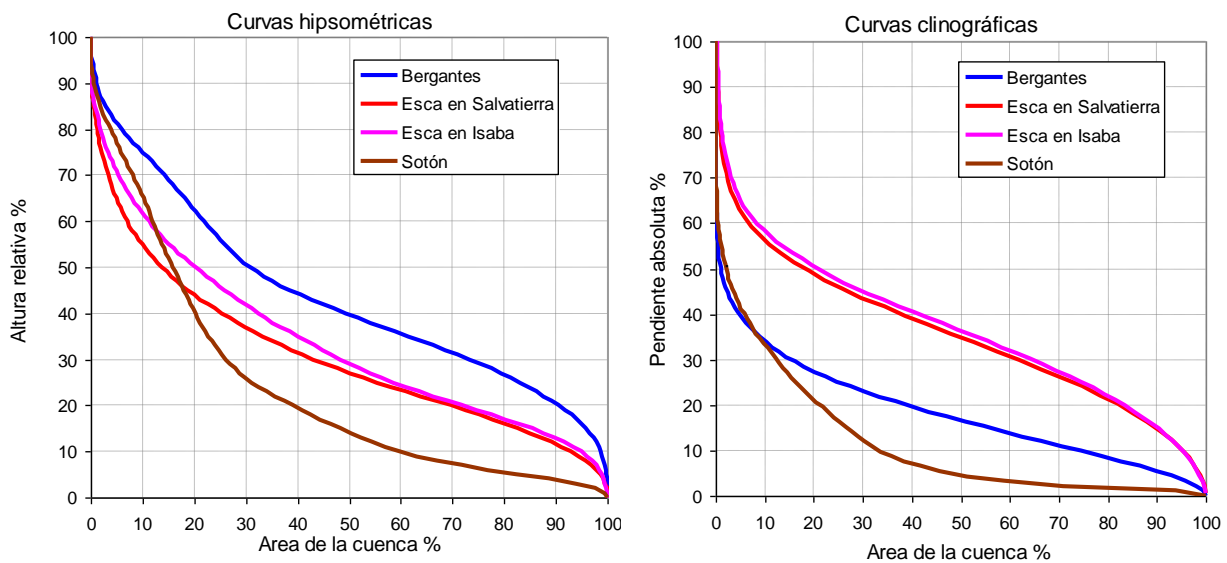


Tabla 8.4.1.- Cálculo de la superficie de cuenca que supera la cota altimétrica media.

| CÁLCULO DE LA SUPERFICIE DE CUENCA CON ALTITUD MAYOR QUE LA MEDIA |           |          |          |        |
|---|-----------|----------|----------|--------|
|   | BERGANTES | ESCA     |          | SOTÓN  |
|   |           | Sigüés   | Isaba    |        |
| Cota media (msnm)   | 1.119,25  | 1.145,87 | 1.331,21 | 702,41 |
| Cota media relativa (%)   | 43,60     | 30,63    | 33,61    | 23,60  |
| Área de cuenca por encima (%)                                     | 42,33     | 42,78    | 42,82    | 33,61  |

En la última fila de la [tabla 8.4.1](#) se muestran los valores relativos del área de cuenca con cota mayor o igual que la media. Se observa que para las cuencas del Esca y Bergantes los valores son muy próximos (en torno al 42%), en tanto que para el río Sotón el valor es más bajo (33%) tal como se puede comprobar en el mapa altimétrico donde se ve un predominio de la altitud entre las cotas 422 y 700 msnm 4/5 partes sobre el resto, y que el rango 700-1608 msnm ocupan 1/5 parte.

*Tabla 8.4.2.- Cálculo del área de cuenca que supera la pendiente media.*

| CÁLCULO DE LA SUPERFICIE DE CUENCA CON PENDIENTE MAYOR QUE LA MEDIA |           |        |       |       |
|---|-----------|--------|-------|-------|
|   | BERGANTES | ESCA   |       | SOTÓN |
|   |           | Sigüés | Isaba |       |
| Pendiente media (%)   | 18,42     | 35,58  | 36,85 | 11,30 |
| Área de cuenca por encima (%)                                       | 44,00     | 48,35  | 48,84 | 31,30 |

En la última fila de la [tabla 8.4.2](#) se muestran los valores relativos de área de la cuenca con pendiente mayor o igual que la media. Aquí también se observa una mayor diferencia para el río Sotón.

Más adelante, en los trabajos de calibración trataremos de ver si estas características pueden tener alguna relación con los resultados obtenidos.

En cuanto a pendientes, en las [tablas 8.1.1, 8.2.1 y 8.3.1](#), se señalan tres tipos de medidas, la pendiente media del cauce principal (línea de corriente más larga), la pendiente promedio del conjunto de líneas de corriente y la pendiente promedio de la cuenca que corresponde a la de la cobertura de pendientes. Estas características geométricas de la cuenca son utilizadas en las distintas fórmulas del tiempo de concentración.

Hay que señalar varios aspectos en la generación de mapas de pendientes. En la [tabla 8.4.3](#) se dan los datos de pendiente media para las cuencas estudiadas con condiciones diferentes, distintos algoritmos y diferentes precisiones de malla.

- Existe una gran sensibilidad al paso de malla obteniéndose resultados con diferencias significativas (12-17%). Cuanto menor es la precisión, menor es el valor de la pendiente.
- Las diferencias obtenidas al aplicar diferentes algoritmos son mayores para el modelo de malla 100 m, con una diferencia sobre la media del 6%, en tanto que con la malla de paso 20 m se obtienen diferencias menores, esto es, 2%.

Tabla 8.4.3.- Valores de pendiente media obtenidos en las cuencas en diferentes condiciones, con modelos de malla 100 y 20 m, y con distintos algoritmos: (1) con los 8 vecinos más próximos. (2) con los 4 vecinos más próximos. (3) con los 4 nodos de la celda. (4) con las líneas de corriente.

| VALORES DE PENDIENTE DE CUENCA OBTENIDOS CON DIFERENTES CONDICIONES |         |       |       |       |       |        |       |       |       |       |             |
|---|---------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------------|
| ALGORITMO →   | MDT.100 |       |       |       |       | MDT.20 |       |       |       |       | COMPARATIVO |
|   | 1       | 2     | 3     | 4     | MEDIA | 1      | 2     | 3     | 4     | MEDIA |             |
| Bergantes   | 18,42   | 19,89 | 22,74 | 22,54 | 20,90 | 24,35  | 24,76 | 25,46 | 25,67 | 25,06 | 17%         |
| Esca. Sigüés  | 35,58   | 37,95 | 42,51 | 42,96 | 39,75 | 45,06  | 45,69 | 46,91 | 46,96 | 46,16 | 14%         |
| Esca. Isaba   | 36,85   | 38,77 | 42,59 | 42,86 | 40,27 | 44,92  | 45,54 | 46,77 | 46,77 | 46,00 | 12%         |
| Sotón   | 11,30   | 11,87 | 12,93 | 11,90 | 12,00 | 13,47  | 13,63 | 13,90 | 13,47 | 13,62 | 12%         |

Con las longitudes de cauces se obtienen valores mayores al aumentar la resolución del modelo, debido a que con menores resoluciones, la sinuosidad de los cursos de corriente se va suavizando. También, en los modelos hidráulicos con los que se trabaja con precisiones del terreno muy superiores (actualmente en las Confederaciones Hidrográficas se trabaja con mallas de paso 2 m obtenidas con LIDAR), para una misma corriente, se pueden obtener distintas longitudes de los ejes de corriente según el caudal. Con caudales elevados, con los que se han producido desbordamientos del cauce, los ejes de corriente tienden a ser más cortos.

Tabla 8.4.4.- Valores de longitud de cauce principal obtenidos con mallas de 100 y de 20 m.

| LONGITUDES DE CAUCE (Km) |        |       |             |
|--------------------------|--------|-------|-------------|
|                          | MDT100 | MDT20 | DIFERENCIAS |
| Bergantes                | 83,5   | 94,12 | 11%         |
| Esca en Sigüés           | 45,36  | 45,57 | 0%          |
| Esca en Isaba            | 24,01  | 25,5  | 6%          |
| Sotón                    | 28,47  | 29,83 | 5%          |

Como conclusión a estos aspectos de precisiones y métodos, la utilización de estas características en las simulaciones hidrológicas (pendientes, longitudes de cauce y otras), las diferencias que se obtienen entre unas y otras condiciones no parecen suficientemente relevantes. Sí que resulta más importante al realizar comparaciones entre resultados, el que las condiciones sean lo más parecido posible.



## 8.5 ISOCRONAS Y TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN.

En la [tabla 8.5.1](#) se dan los tiempos de concentración calculados con distintas fórmulas tal como se trató en el [apartado 2.7](#), donde se comentó que las fórmulas de Izzard, FAA y Kerby están deducidas a partir de flujos en superficies (*tipo sheet flow*). Para la cuenca del río Sotón, dominada por una plataforma de glaciais podrían aplicarse estas fórmulas. No obstante las tres coberturas de tiempo de concentración se han realizado con la misma fórmula con objeto de poder realizar comparaciones bajo la misma hipótesis.

Tabla 8.5.1.- Tiempos de concentración calculados con diferentes fórmulas.

| TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN (horas) CALCULADOS CON MDT100 |           |        |       |       |
|--|-----------|--------|-------|-------|
| FÓRMULA  | BERGANTES | ESCA   |       | SOTÓN |
|  |           | Sigüés | Isaba |       |
| Témez  | 19,16     | 10,12  | 5,66  | 7,19  |
| Kirpich  | 9,96      | 4,37   | 2,19  | 3,12  |
| CCP  | 10,01     | 4,39   | 2,20  | 3,14  |
| Izzard   | 16,97     | 9,15   | 4,26  | 7,20  |
| SCS  | 14,85     | 8,17   | 4,60  | 6,62  |
| FAA  | 10,77     | 6,80   | 3,96  | 4,39  |
| EOC (n=0,06)   | 9,56      | 5,22   | 2,98  | 5,73  |
| Kerby  | 8,25      | 5,01   | 3,30  | 4,09  |
| Bransby-W.   | 23,31     | 11,60  | 5,97  | 7,92  |

En las [figuras 8.5.2 a 8.5.4](#) se muestran los mapas de isocronas de las tres cuencas calculados mediante la fórmula de Kirpich ([apartados 2.4.4 y 2.7](#)). Los tiempos de concentración difieren para cada cuenca como difiere la longitud del cauce máximo, pero resulta más ilustrativo considerar el tiempo de recorrido específico ( $T_c/L_{cp}$ ) o la velocidad media de recorrido.

Tabla 8.5.2.- Tiempos de concentración, de recorrido específico y velocidad media para el cauce más largo calculados con la fórmula de Kirpich.

| TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN Y VELOCIDAD |           |                                   |                          |                 |       |
|--------------------------------------|-----------|-----------------------------------|--------------------------|-----------------|-------|
|                                      | LCP<br>Km | T <sub>c</sub> (Kirpich)<br>horas | Tr específico<br>min./km | Velocidad media |       |
|                                      |           |                                   |                          | m/s             | Km/h  |
| Bergantes                            | 83,5      | 9,96                              | 7,16                     | 2,33            | 8,38  |
| Esca en Sigüés                       | 45,36     | 4,37                              | 5,78                     | 2,88            | 10,38 |
| Sotón                                | 28,47     | 3,12                              | 6,58                     | 2,53            | 9,13  |

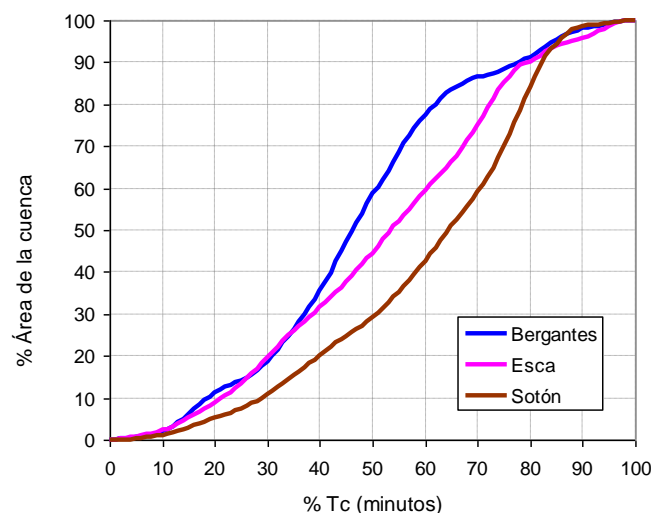
Lógicamente hay buena correlación entre el tiempo de recorrido específico o la velocidad, con las curvas clinográficas de la [figura 8.4.1](#). Menores tiempos de recorrido o mayor velocidad corresponden a pendientes mayores.

Una característica que se observa en estos mapas, es la falta de continuidad en la cobertura de isocronas. La cobertura de isocronas es una función continua en la dirección de las líneas de flujo, pero no lo es en las divisorias entre subcuencas. En los mapas adjuntos (figuras 8.5.2 a 8.5.4) puede observarse esta característica. Esta discontinuidad se comprende observando un punto en una divisoria entre subcuencas, si consideramos dos puntos infinitamente próximos tomados en las dos direcciones de flujo opuestas, para alcanzar el punto de salida de la cuenca, el recorrido del flujo para cada punto seguirá una ruta distinta y, por tanto, sus tiempos de recorrido serán diferentes, por lo tanto, entre ambos puntos existe un salto o discontinuidad a pesar de estar infinitamente próximos. Para el modelo digital del terreno, puntos infinitamente próximos se traduce en dos nodos contiguos que no reciben flujo y por tanto, entre ambos queda establecida una divisoria de flujo.

En la figura 8.5.1 se muestran, para las tres cuencas estudiadas, las curvas acumulativas de las coberturas de tiempo de concentración de las cuales se desprenden las siguientes observaciones:

- Cuando ha transcurrido el 50% del tiempo de concentración de cada cuenca, la proporción de la cuenca que está contribuyendo en el punto de salida es distinta en cada caso: Bergantes 60%, Esca 45% y Sotón 30%. Complementariamente, queda por contribuir 40%, 55% y 70%.
- El 50% de la cuenca contribuye cuando ha transcurrido una parte del tiempo de concentración: Bergantes 45%, Esca 52% y Sotón 65%.
- La respuesta a lluvias, en el río Bergantes sería, proporcionalmente, la más rápida y en Sotón la más lenta.
- Estas características tienen relación con las coberturas de altimetría y pendiente. La cuenca del Esca se sitúa en una situación intermedia a las otras dos.

Figura 8.5.1.- Curvas acumulativas de las coberturas de tiempo de concentración.



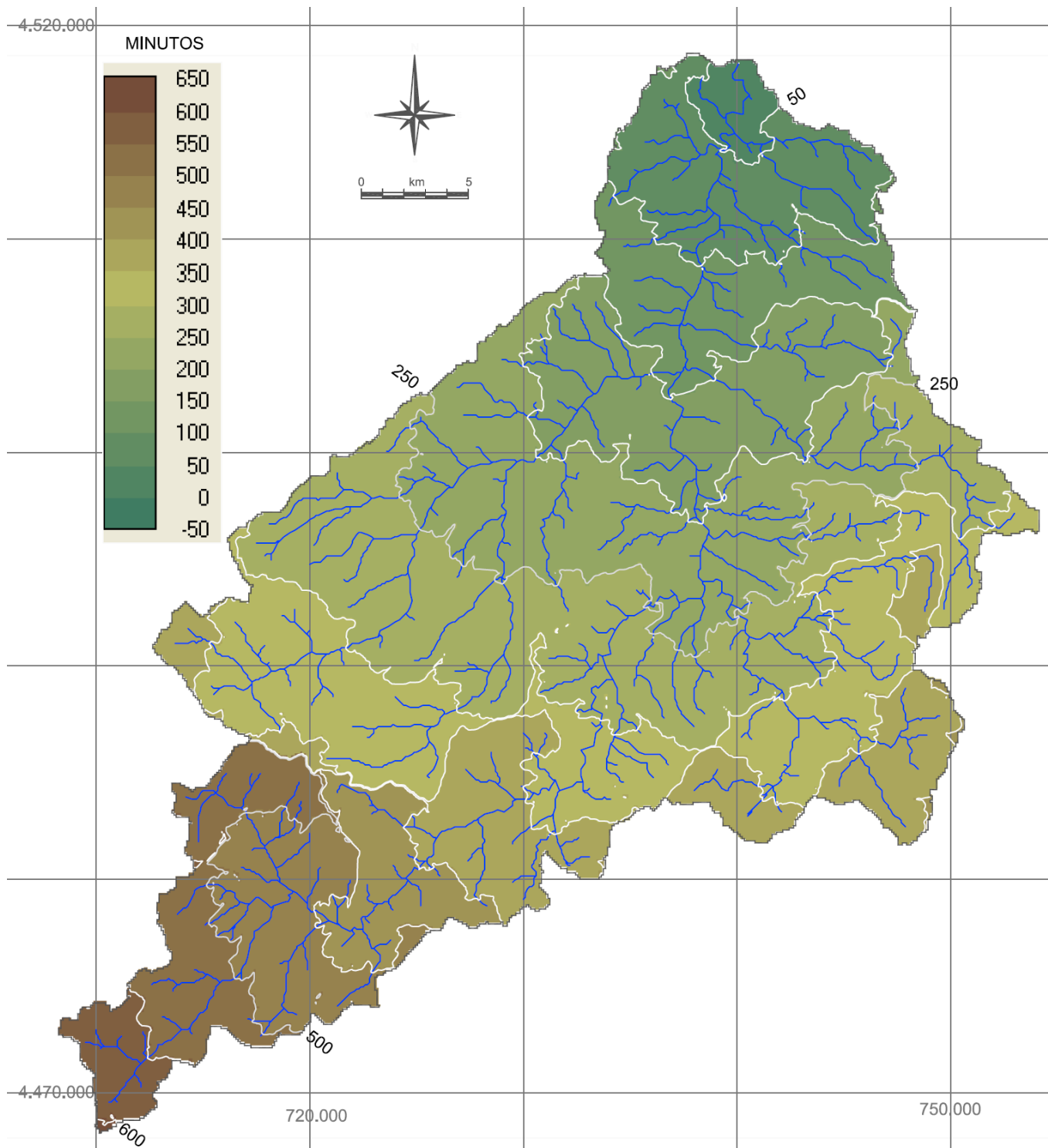


Figura 8.5.2.- Mapa de isocronas (en minutos) de la cuenca del río Bergantes en Zorita, determinadas con la fórmula del tiempo de concentración de Kirpich aplicada a cada punto (celda) respecto al punto más alejado, siguiendo líneas de corriente en dirección aguas arriba.

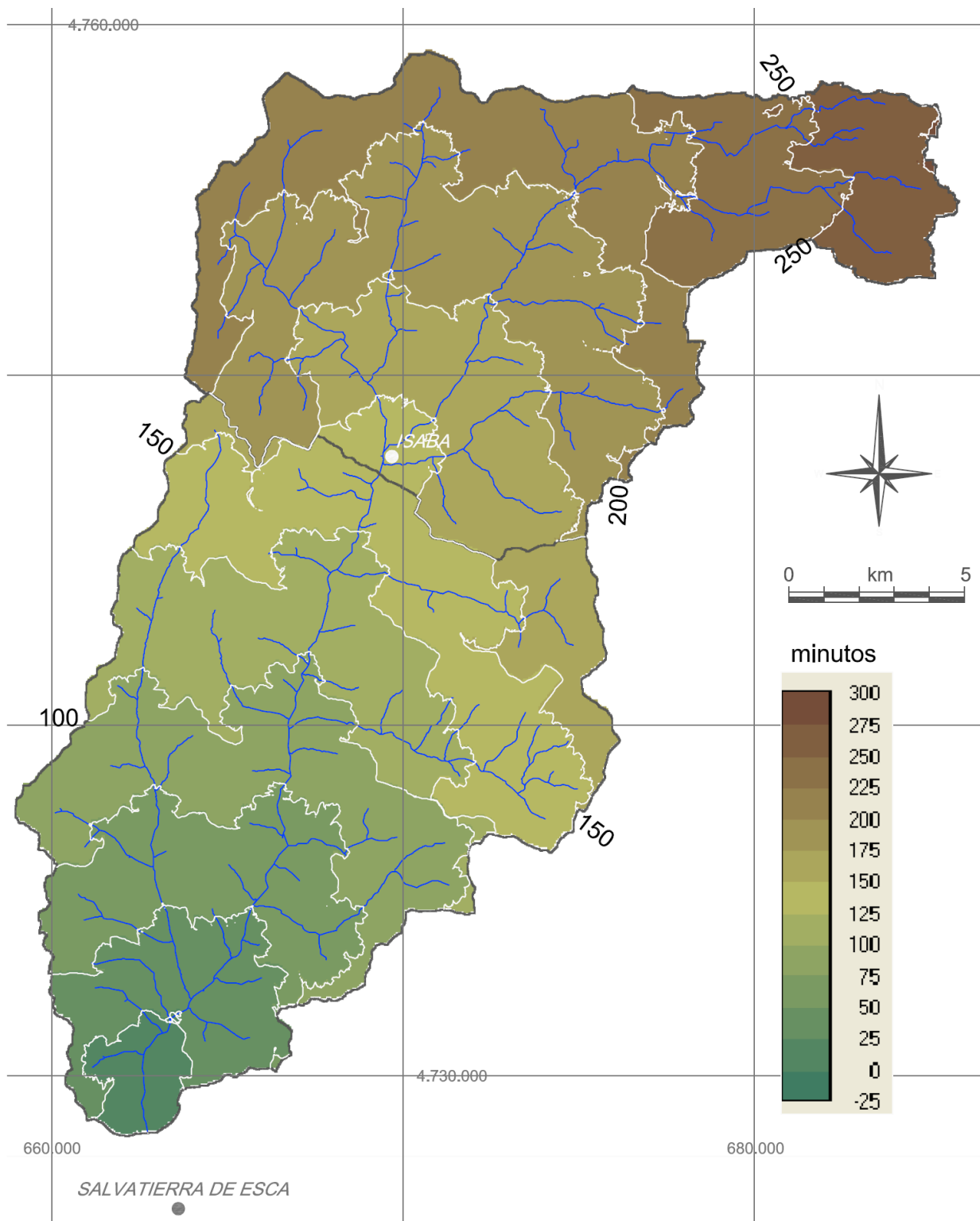


Figura 8.5.3.- Mapa de isocronas (en minutos) de la cuenca del río Esca en Sigüés, con la fórmula del tiempo de concentración de Kirpich aplicada a cada punto (celda) respecto al punto más alejado, siguiendo líneas de corriente aguas arriba.

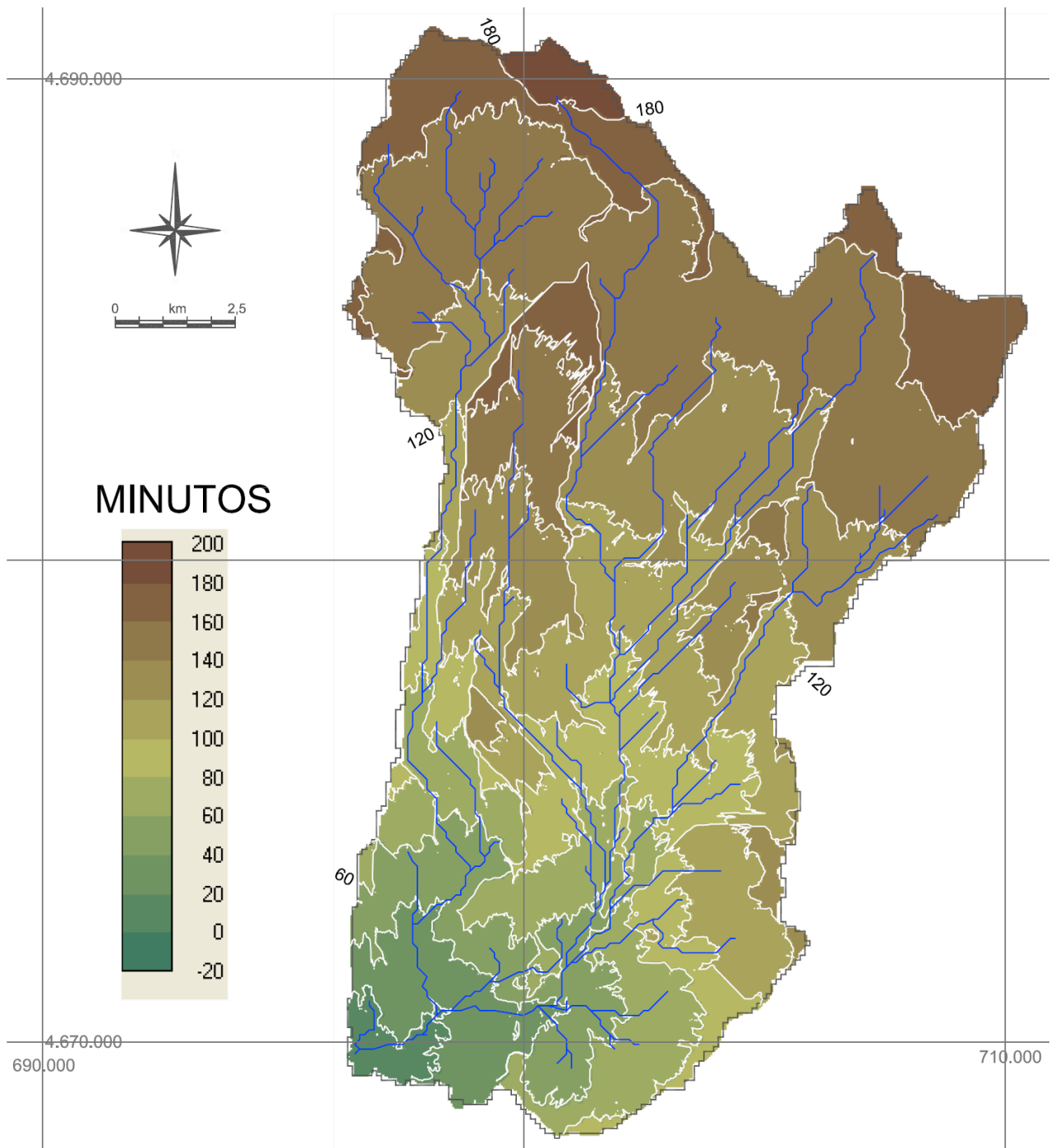


Figura 8.5.4.- Mapa de isocronas (en minutos) de la cuenca del río Sotón en Orilla, determinadas con la fórmula del tiempo de concentración de Kirpich aplicada a cada punto (celda) respecto al punto más alejado, siguiendo líneas de corriente aguas arriba.

## 9 DATOS REGISTRADOS.

En este capítulo se describen y organizan los datos registrados en las estaciones siguiendo el esquema del apartado 7.1. Primero se sintetiza la información que viene de forma directa, precipitación bruta e hidrograma de caudales, y después se elaboran datos derivados de la información anterior, como precipitación efectiva, déficit de escorrentía, curvas de recesión y sus parámetros, etc.

### 9.1 PRECIPITACIÓN BRUTA.

Aquí se estudia la precipitación bruta registrada en cada uno de los episodios de cada cuenca. En las figuras 9.1, 9.6 y 9.9, se representan estas precipitaciones en tablas y gráficos de barras para cada episodio, con la precipitación registrada (en mm) en cada estación pluviométrica. Se representan datos diarios y la precipitación total en el episodio. De estos datos destacan los registros del episodio de octubre de 2000 en el río Bergantes, con registros diarios muy elevados (e.g. 460 mm en P050 el día 23). Más adelante se tratará de encuadrar todas estas precipitaciones en el dominio del análisis de frecuencia (periodos de retorno).

En las figuras 9.2 a 9.5, se representan mapas de isolíneas de precipitación (isoyetas) obtenidos con interpolación de *funciones de base radial multicuádricas* (MQ-RBF, ver apartado 4.4). En estas figuras se representan tres grupos de mapas:

- El primero representa la precipitación en el episodio completo.
- Luego hay otros mapas con precipitación por días.
- Finalmente, se representa una secuencia de mapas correspondientes a intervalos de 15 minutos. Lógicamente se representan unos pocos ya que el episodio completo consta de un número muy elevado de mapas.

En la tabla 7.1 se indica el número de intervalos que tiene cada episodio, es decir, su número de mapas, cada uno correspondiente a la precipitación que ocurre durante 15 minutos.

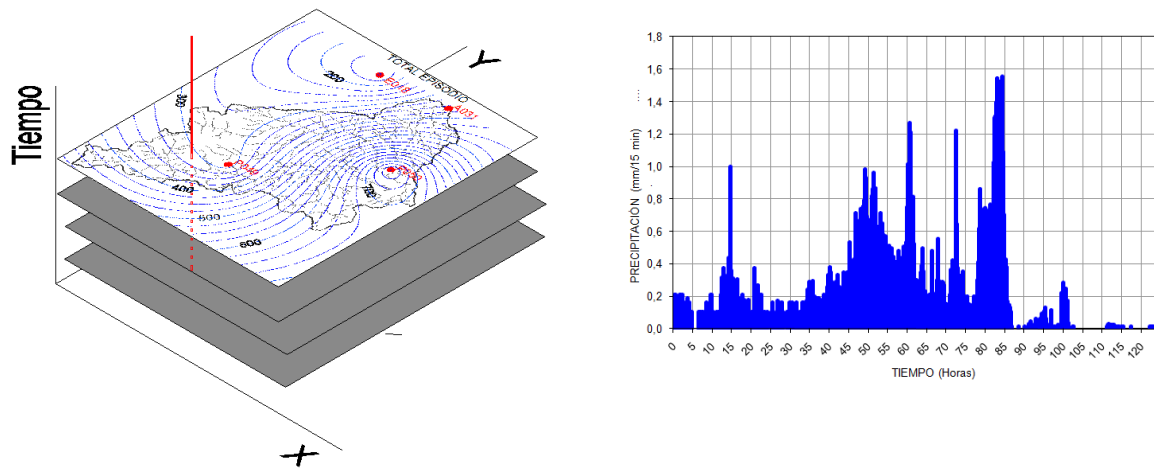
Se parte de estos mapas para reconstruir los hietogramas en cada punto de la cuenca (i.e. en cada celda), y se obtiene una gráfica (hietograma de precipitación bruta) donde se representa, en el eje abscisas el tiempo, y en ordenadas el valor de la precipitación tomado de cada mapa. En las figuras 10.5 a 10.7, para cada episodio, se representan (junto con los de precipitación efectiva cuya elaboración se ve más adelante) los hietogramas medios de precipitación bruta obtenidos como la media de los hietogramas de todas las celdas, y que sirven para tener una representación de la precipitación ocurrida en el conjunto.

En la [figura 9.0](#) se ilustra la obtención del hietograma de precipitación bruta correspondiente a un punto de la cuenca mediante los mapas de isoyetas de cada intervalo de tiempo. La línea roja, situada en el punto del que se va a elaborar el hietograma, representa el tiempo. En la [figura 9.0b](#) esta línea corresponde al eje de abscisas, y cada barra corresponde al valor de la precipitación en uno de los mapas de isoyetas.

*Figura 9.0.- Obtención del hietograma de precipitación efectiva en un punto de la cuenca mediante los mapas de isoyetas de cada intervalo de tiempo.*

a. Mapas o coberturas de isoyetas.

b. Hietograma de precipitación bruta.



La bondad en la calidad de estos ajustes viene corroborada por dos aspectos:

- Aunque estos mapas han sido obtenidos por interpolación de funciones RBF, se ha realizado una comprobación de la precipitación bruta mediante el registro en cada estación con su peso obtenido por polígonos de Thiessen. En la [tabla 9.1](#) se muestra el cálculo para el episodio de mayo de 2003 en el río Bergantes donde se obtienen 99 mm frente a 102 mm obtenidos por interpolación, cuya diferencia consideramos que es sobradamente aceptable. En los restantes episodios también se han obtenido resultados aceptables. La diferencia principal entre uno u otro método radica en que, con el método de interpolación, se obtiene una distribución variable y continua de la precipitación, en tanto que con el método de los polígonos de Thiessen se tiene una distribución constante en el interior de cada polígono, generándose por tanto una discontinuidad en las fronteras de los polígonos.

Tabla 9.1.- Ejemplo de cálculo de precipitación media en el episodio de mayo de 2003 del río Bergantes mediante polígonos de Thiessen.

|                              | E018 | P049  | P050  | P051  | $\Sigma$  |
|------------------------------|------|-------|-------|-------|-----------|
| PRECIPITACIÓN EN LA ESTACIÓN | 43,4 | 93,0  | 118,0 | 133,4 |           |
| PESO DE LA ESTACIÓN          | 0,08 | 0,51  | 0,41  | 0,00  |           |
| PRECIPITACIÓN PONDERADA      | 3,41 | 47,64 | 48,29 | 0,00  | <b>99</b> |

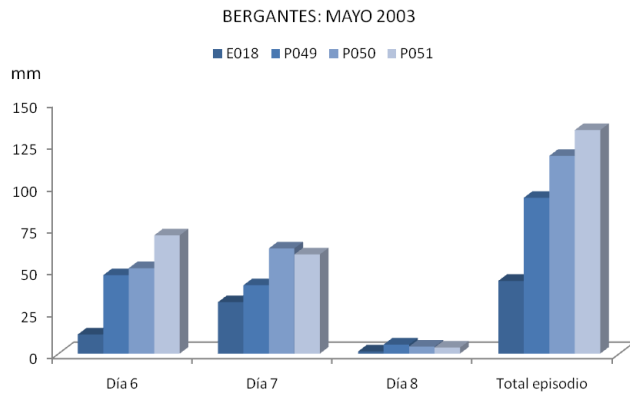
- También hay que hacer mención a la propiedad de aditividad de las funciones de base radial, cuyo concepto se describió en el [apartado 4.4](#), es decir, que la cobertura total del episodio puede obtenerse por dos mecanismos, uno directamente por interpolación de los valores totales en las estaciones (generación de un único mapa), y otro con la suma de todas las coberturas (generación por intervalos de múltiples mapas, y suma de los mismos nodo a nodo). Se ha comprobado que, en condiciones normales<sup>16</sup>, con ambos métodos se obtienen idénticos resultados.

<sup>16</sup> Se da la salvedad en algunos casos, donde hay valores con precipitación nula para determinados intervalos de tiempo (mapas), que al interpolar originan porciones del dominio donde la función de interpolación adopta valores negativos, en cuyo caso se ha introducido la condición de adoptar valor nulo. En consecuencia, se produce una pequeña diferencia en los resultados de ambos métodos que en la práctica no tendrá relevancia en los resultados posteriores.

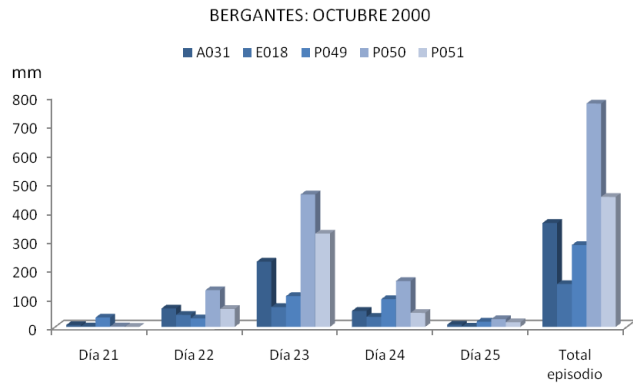


Figura 9.1.- Episodios del río Bergantes.

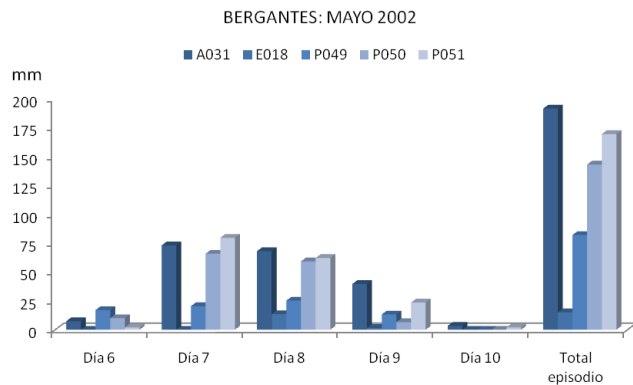
| EPISODIO MAYO 2003    |           |           |            |            |
|-----------------------|-----------|-----------|------------|------------|
| DIA                   | E018      | P049      | P050       | P051       |
| 6                     | 11        | 47        | 51         | 71         |
| 7                     | 31        | 41        | 63         | 59         |
| 8                     | 1         | 5         | 4          | 4          |
| <b>Total episodio</b> | <b>43</b> | <b>93</b> | <b>118</b> | <b>133</b> |



| EPISODIO OCTUBRE 2000 |            |            |            |            |            |
|-----------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| DIA                   | A031       | E018       | P049       | P050       | P051       |
| 21                    | 7          | 2          | 33         | 2          | 0          |
| 22                    | 64         | 42         | 30         | 128        | 62         |
| 23                    | 227        | 69         | 107        | 460        | 324        |
| 24                    | 56         | 35         | 96         | 159        | 49         |
| 25                    | 8          | 1          | 18         | 27         | 16         |
| <b>Total episodio</b> | <b>361</b> | <b>149</b> | <b>284</b> | <b>775</b> | <b>451</b> |



| EPISODIO MAYO 2002    |            |           |           |            |            |
|-----------------------|------------|-----------|-----------|------------|------------|
| DIA                   | A031       | E018      | P049      | P050       | P051       |
| 5                     | 0          | 0         | 6         | 1          | 0          |
| 6                     | 7          | 0         | 17        | 10         | 2          |
| 7                     | 73         | 0         | 20        | 66         | 80         |
| 8                     | 68         | 14        | 25        | 59         | 62         |
| 9                     | 40         | 2         | 13        | 7          | 24         |
| 10                    | 3          | 0         | 0         | 0          | 2          |
| <b>Total episodio</b> | <b>191</b> | <b>15</b> | <b>82</b> | <b>143</b> | <b>169</b> |



| EPISODIO ABRIL 2002   |           |          |           |           |           |
|-----------------------|-----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| DIA                   | A031      | E018     | P049      | P050      | P051      |
| 10                    | 24        | 3        | 18        | 20        | 8         |
| 11                    | 8         | 0        | 22        | 10        | 24        |
| 12                    | 41        | 0        | 44        | 60        | 37        |
| 13                    | 0         | 0        | 0         | 0         | 2         |
| <b>Total episodio</b> | <b>73</b> | <b>3</b> | <b>85</b> | <b>90</b> | <b>71</b> |

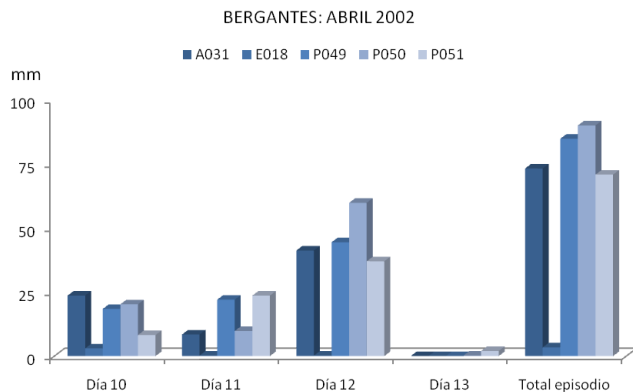


Figura 9.2.- Mapas de isoyetas: río Bergantes, episodio mayo 2003. La primera figura corresponde al episodio completo, las dos siguientes corresponden a precipitaciones diarias, y el resto corresponde a una secuencia de precipitación cada 15 min.

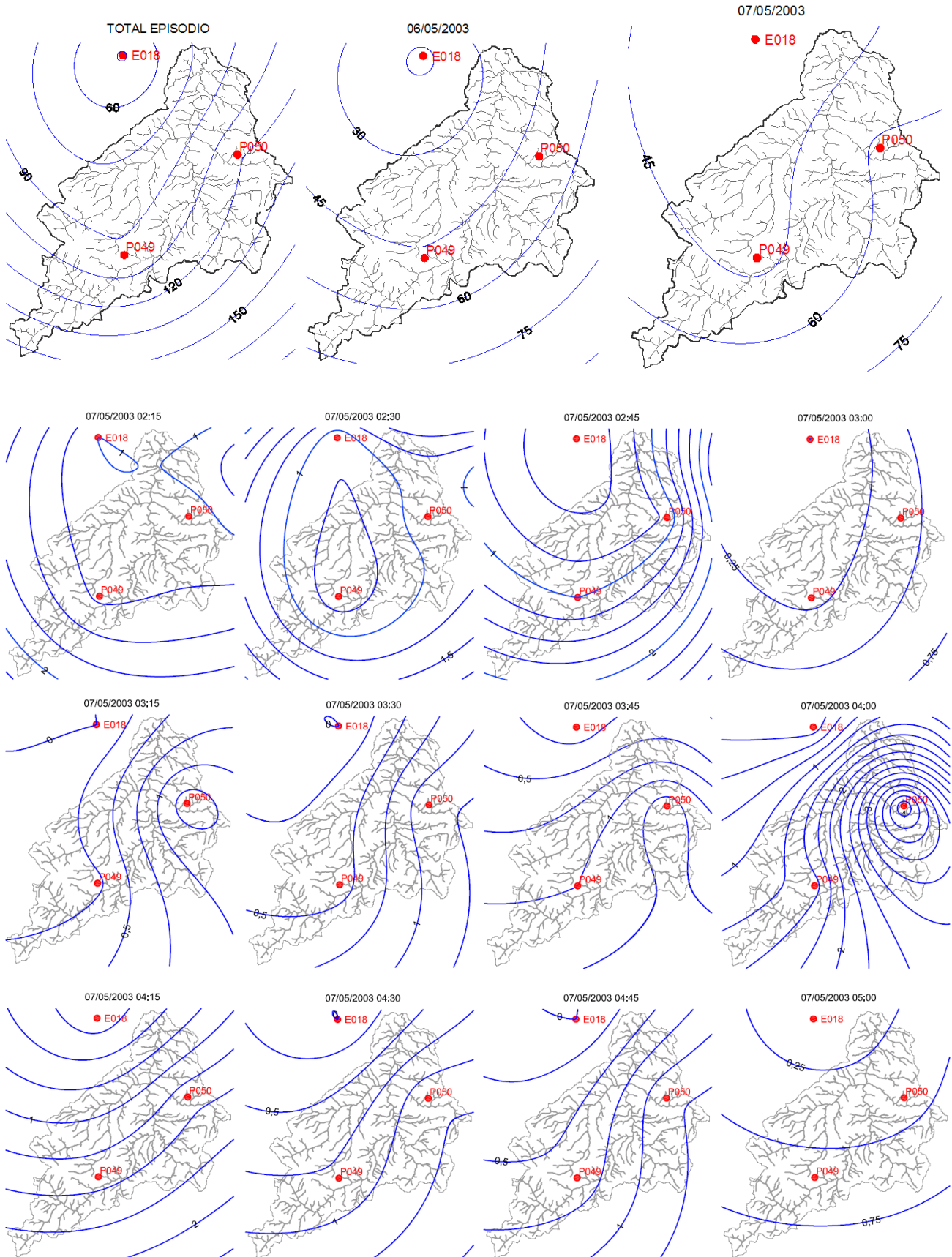


Figura 9.3.- Mapas de isoyetas: río Bergantes, episodio octubre 2000.

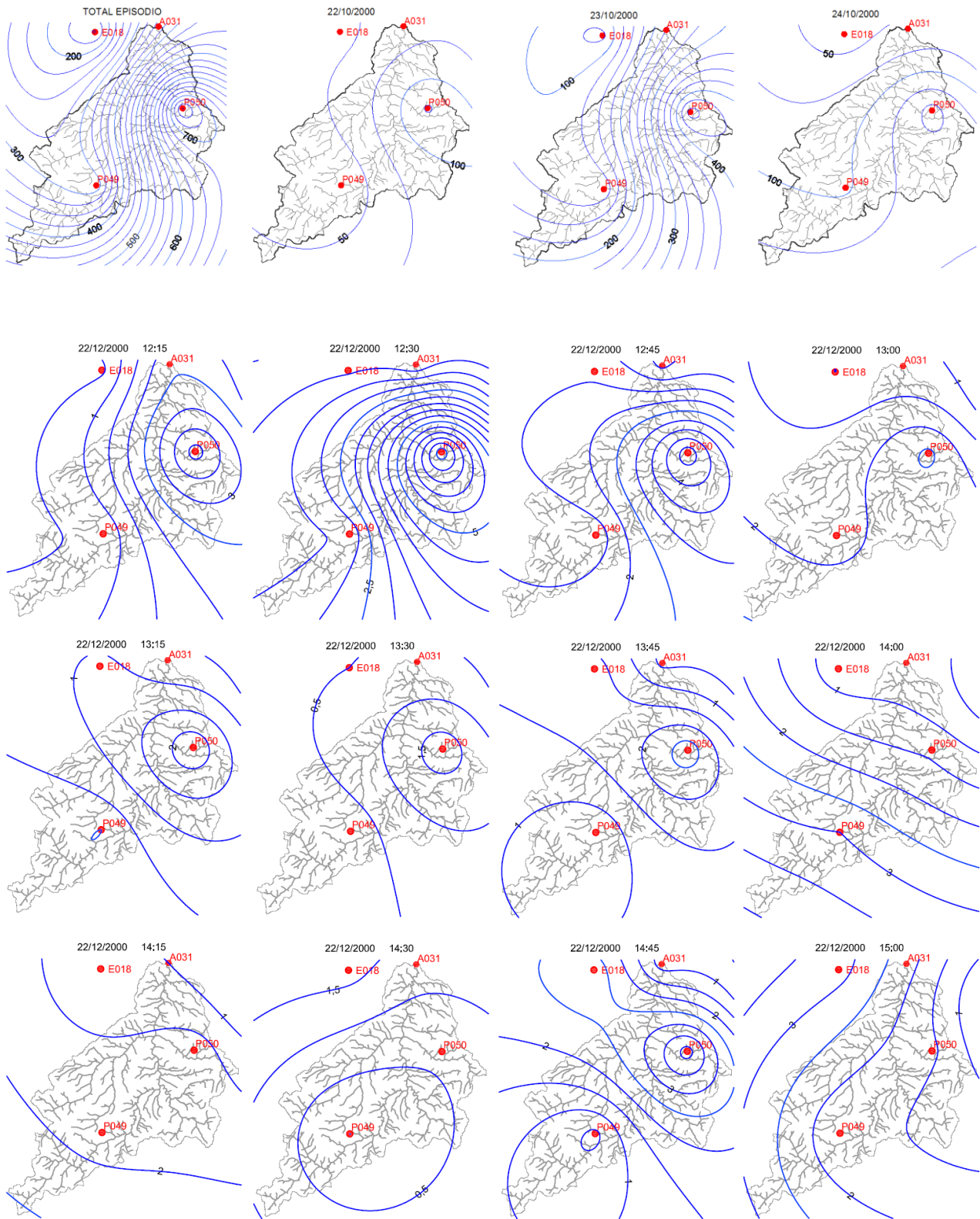


Figura 9.4.- Mapas de isoyetas: río Bergantes, episodio mayo 2002.

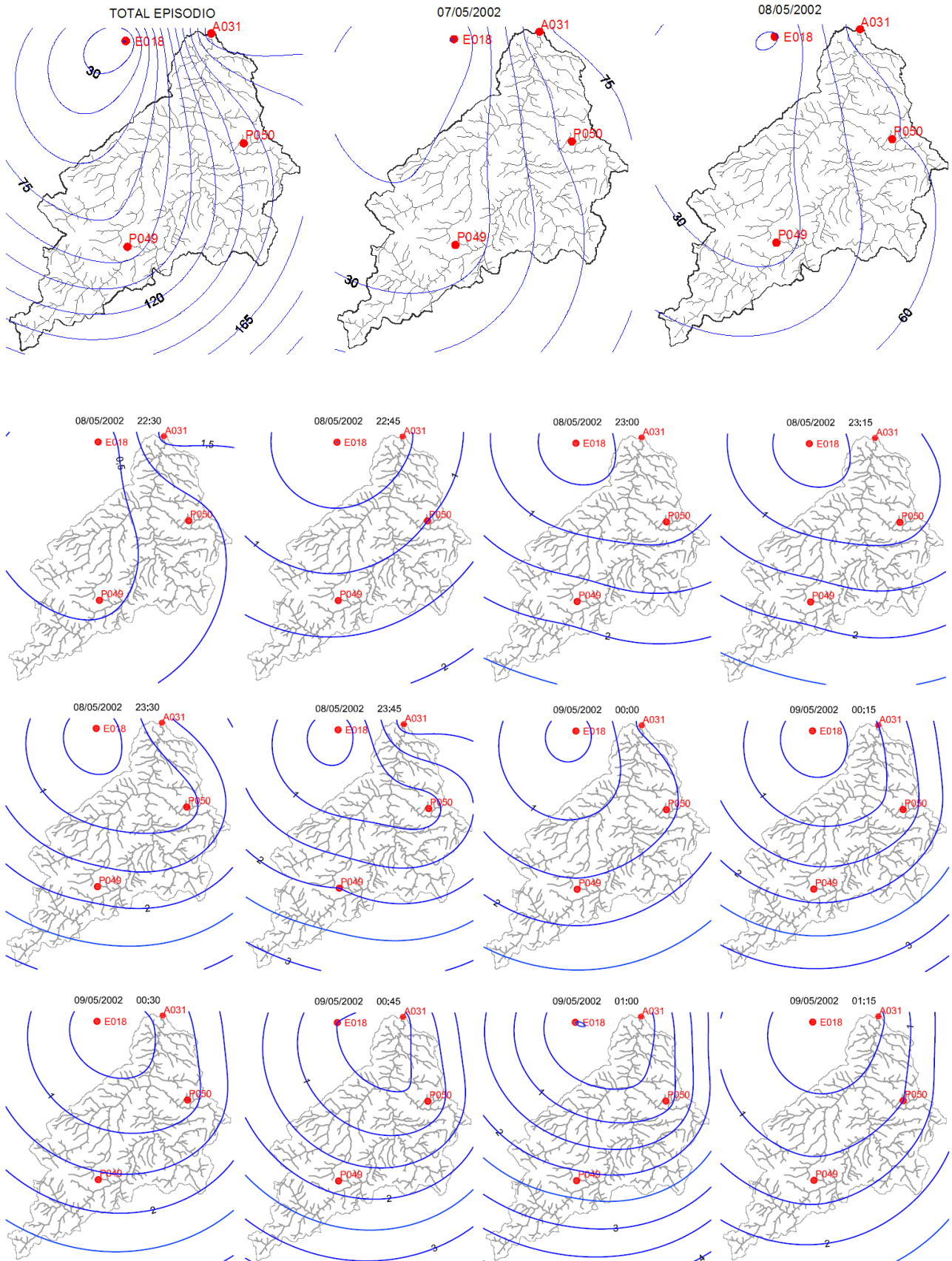


Figura 9.5.- Mapas de isoyetas: río Bergantes, episodio abril 2002.

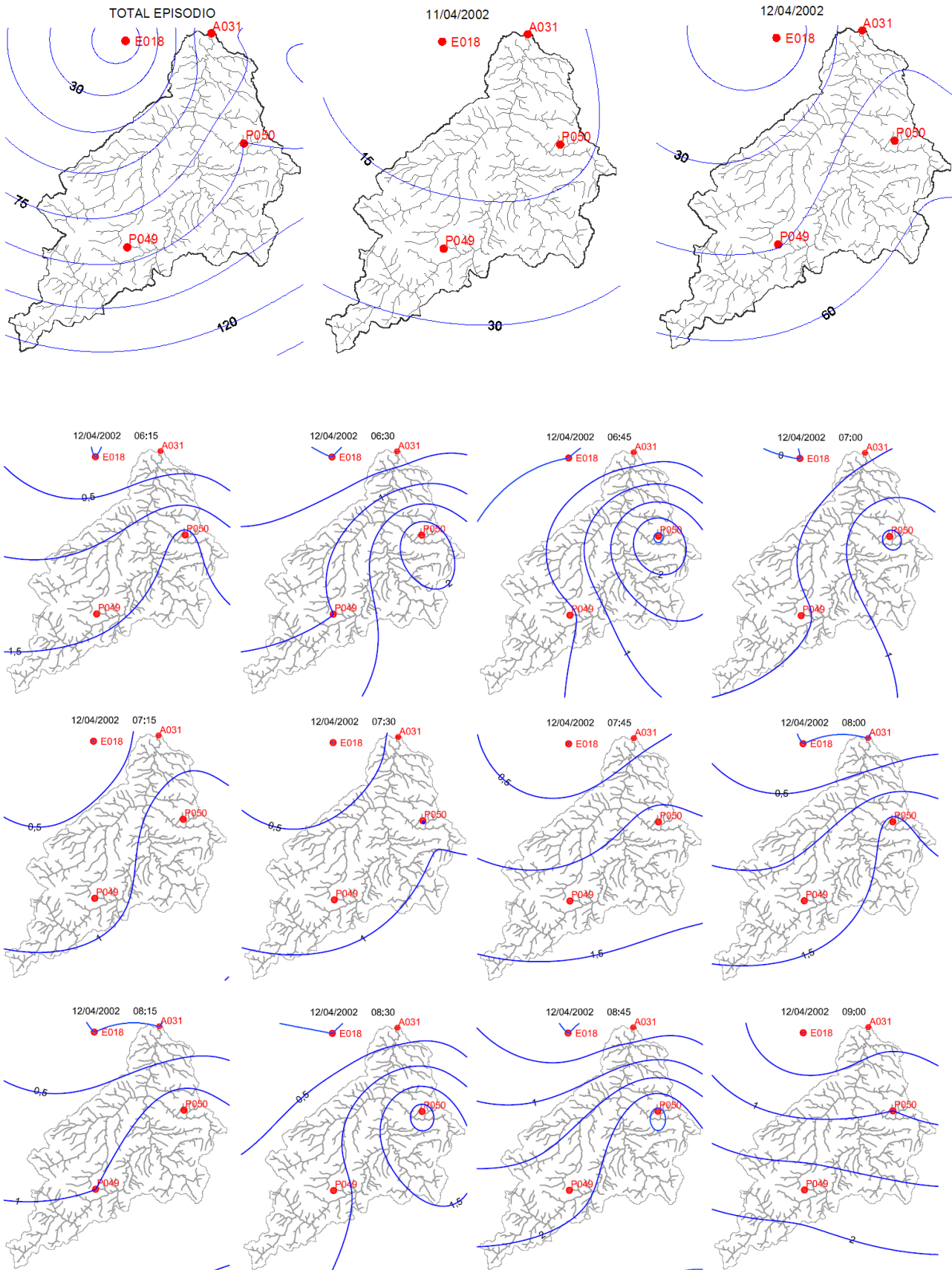
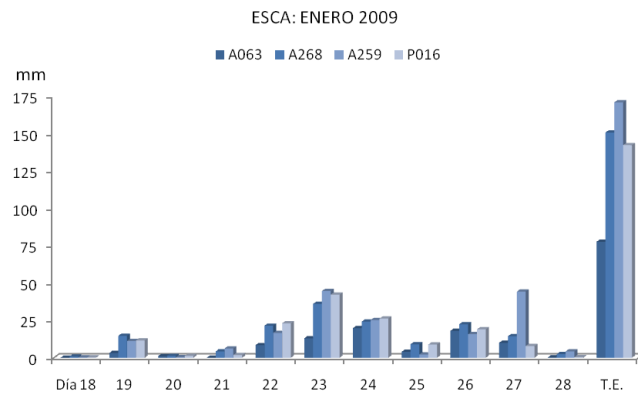


Figura 9.6.- Episodios del río Esca.

| EPISODIO ENERO 2009   |           |            |            |            |
|-----------------------|-----------|------------|------------|------------|
| DIA                   | A063      | A268       | A259       | P016       |
| 18                    | 0         | 1          | 0          | 0          |
| 19                    | 3         | 15         | 11         | 12         |
| 20                    | 1         | 1          | 0          | 1          |
| 21                    | 0         | 4          | 6          | 2          |
| 22                    | 8         | 21         | 17         | 23         |
| 23                    | 13        | 36         | 45         | 42         |
| 24                    | 20        | 24         | 25         | 26         |
| 25                    | 4         | 9          | 2          | 9          |
| 26                    | 18        | 22         | 16         | 19         |
| 27                    | 10        | 14         | 44         | 8          |
| 28                    | 0         | 2          | 4          | 0          |
| <b>Total episodio</b> | <b>78</b> | <b>151</b> | <b>171</b> | <b>142</b> |



| EPISODIO FEBRERO 2009 |           |            |            |            |
|-----------------------|-----------|------------|------------|------------|
| DIA                   | A063      | A268       | A259       | P016       |
| 31                    | 1         | 0          | 3          | 0          |
| 1                     | 1         | 10         | 12         | 9          |
| 2                     | 2         | 6          | 5          | 6          |
| 3                     | 0         | 0          | 0          | 0          |
| 4                     | 1         | 8          | 13         | 9          |
| 5                     | 0         | 3          | 2          | 4          |
| 6                     | 6         | 11         | 8          | 10         |
| 7                     | 4         | 18         | 1          | 7          |
| 8                     | 3         | 11         | 12         | 2          |
| 9                     | 1         | 3          | 24         | 2          |
| 10                    | 3         | 23         | 11         | 17         |
| 11                    | 24        | 60         | 79         | 55         |
| 12                    | 1         | 2          | 28         | 0          |
| <b>Total episodio</b> | <b>47</b> | <b>156</b> | <b>196</b> | <b>123</b> |

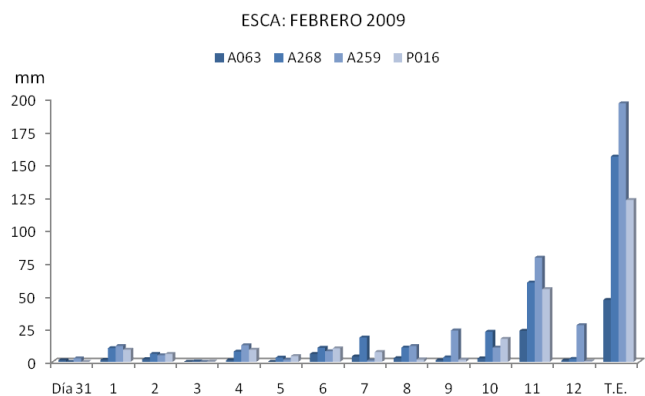


Figura 9.7.- Mapas de isoyetas: río Esca, episodio enero 2009.

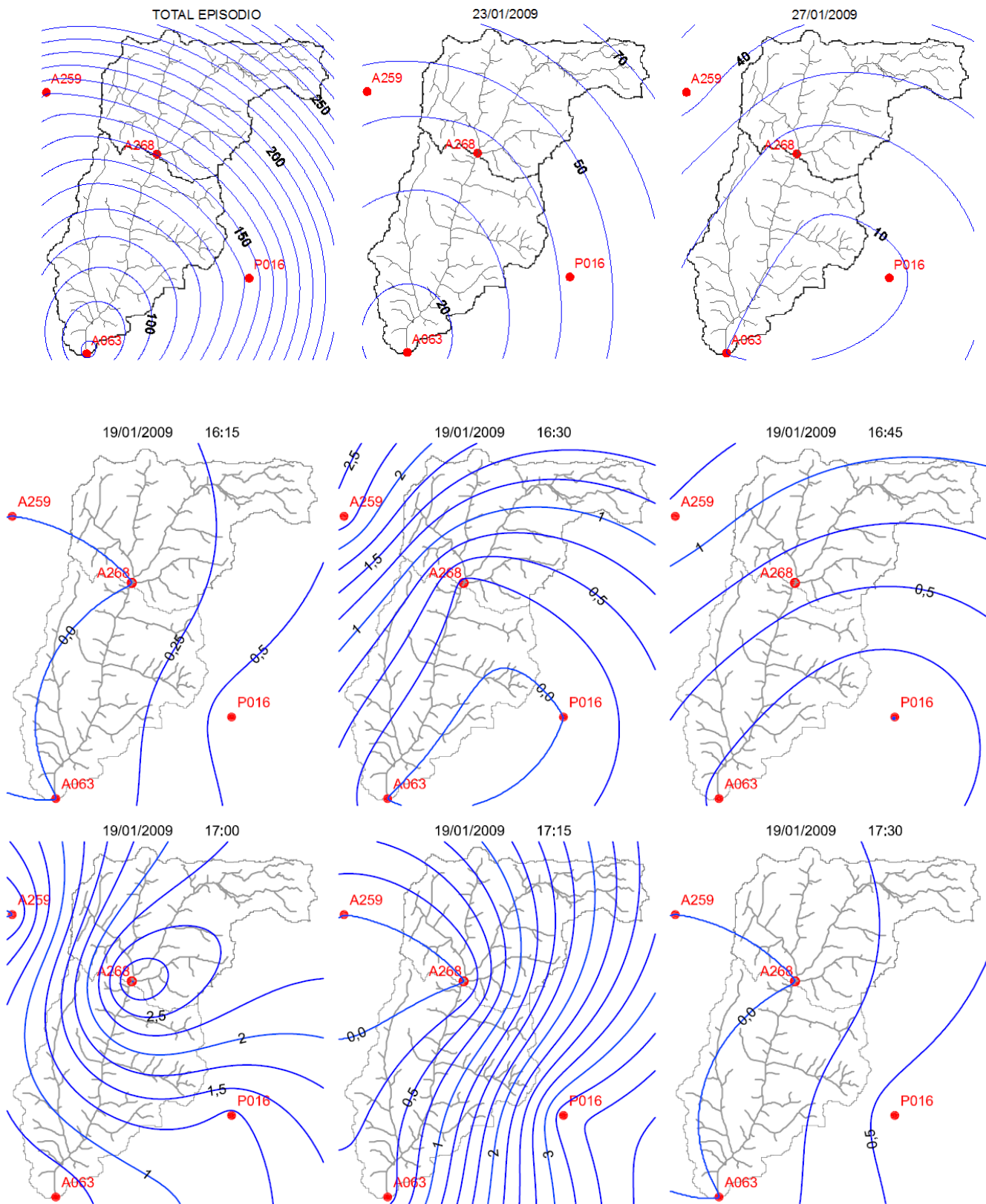


Figura 9.8.- Mapas de isoyetas: río Esca, episodio febrero 2009.

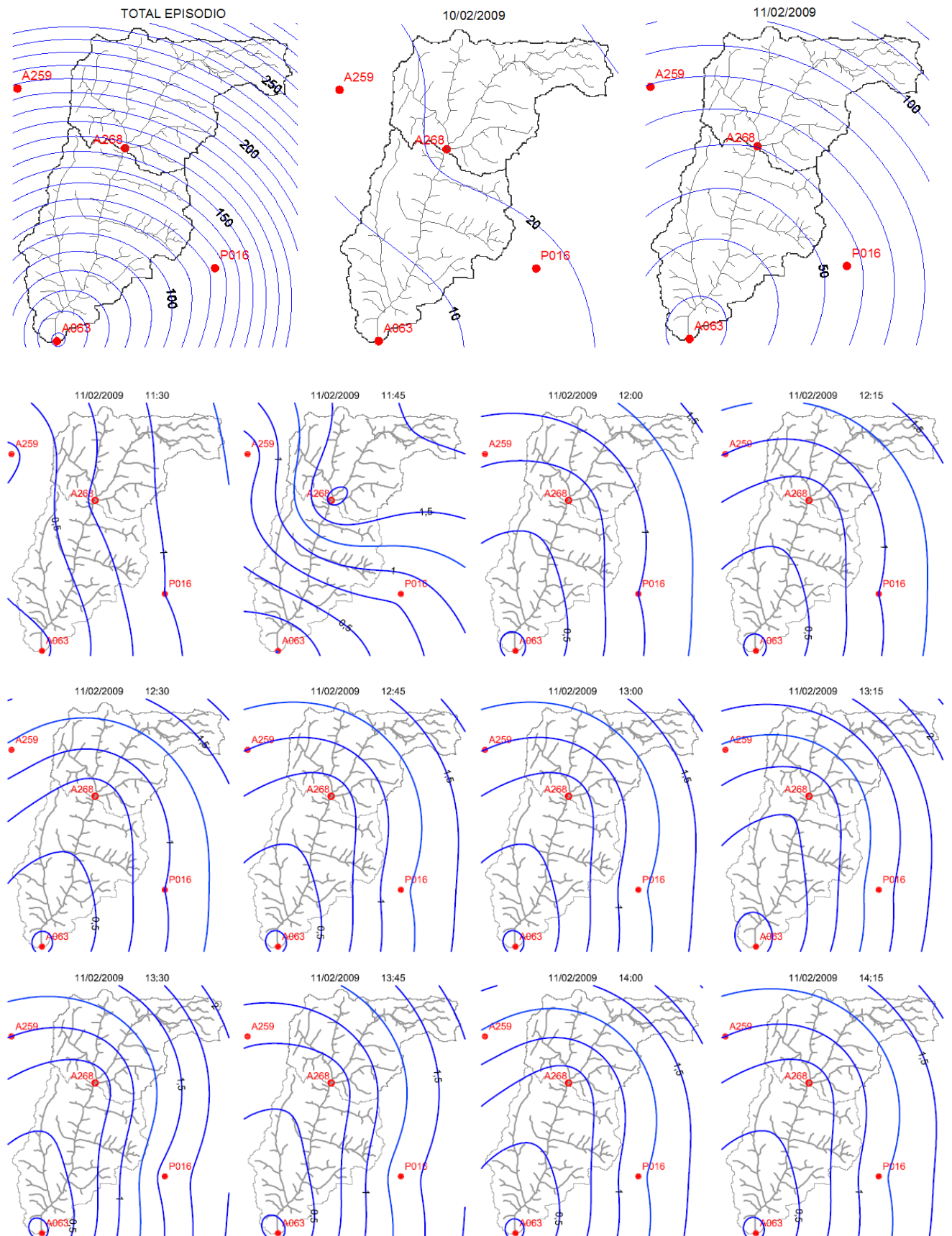
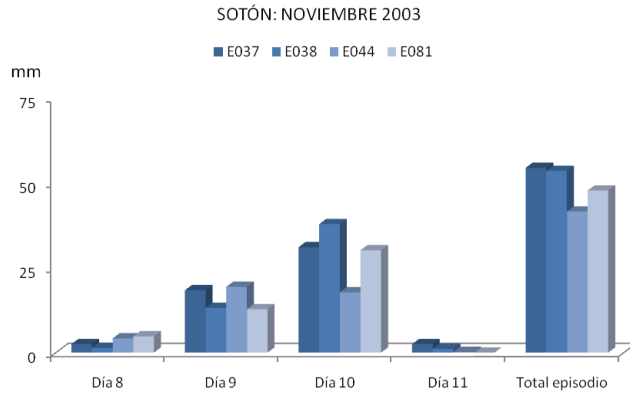


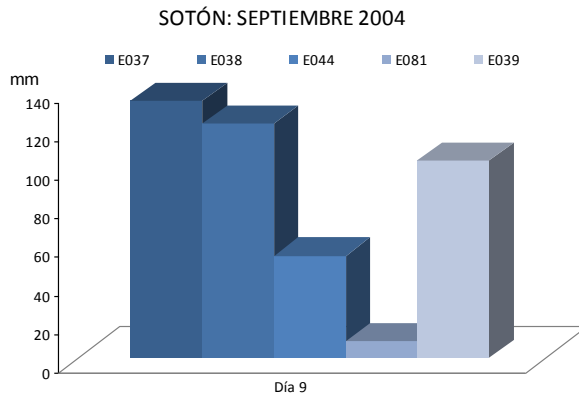


Figura 9.9.- Episodios del río Sotón.

| EPISODIO NOVIEMBRE 2003 |      |      |      |      |
|-------------------------|------|------|------|------|
| DIA                     | E037 | E038 | E044 | E081 |
| 8                       | 3    | 1    | 4    | 5    |
| 9                       | 18   | 13   | 19   | 13   |
| 10                      | 31   | 38   | 18   | 30   |
| 11                      | 3    | 1    | 0    | 0    |
| Total episodio          | 55   | 54   | 42   | 48   |



| EPISODIO SEPTIEMBRE 2004 |      |      |      |      |      |
|--------------------------|------|------|------|------|------|
| DIA                      | E037 | E038 | E044 | E081 | E039 |
| 9                        | 134  | 122  | 53   | 9    | 103  |



| EPISODIO MAYO 2008 |      |      |      |      |      |      |
|--------------------|------|------|------|------|------|------|
| DIA                | EM37 | EM38 | E044 | EM81 | E039 | R051 |
| 23                 | 36   | 12   | 18   | 1    | 20   | 19   |
| 24                 | 5    | 17   | 16   | 11   | 35   | 31   |
| Total episodio     | 41   | 29   | 34   | 12   | 55   | 50   |

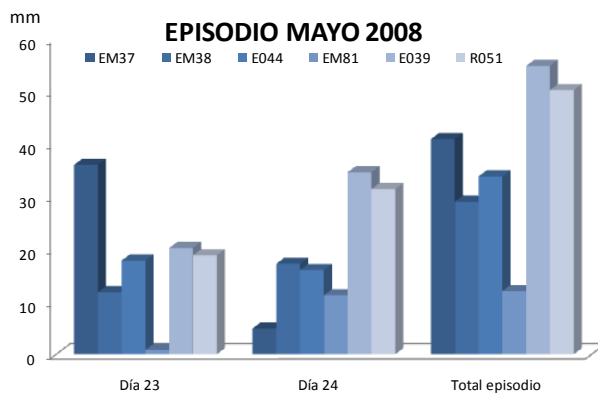


Figura 9.10.- Mapas de isoyetas: río Sotón, episodio noviembre 2003.

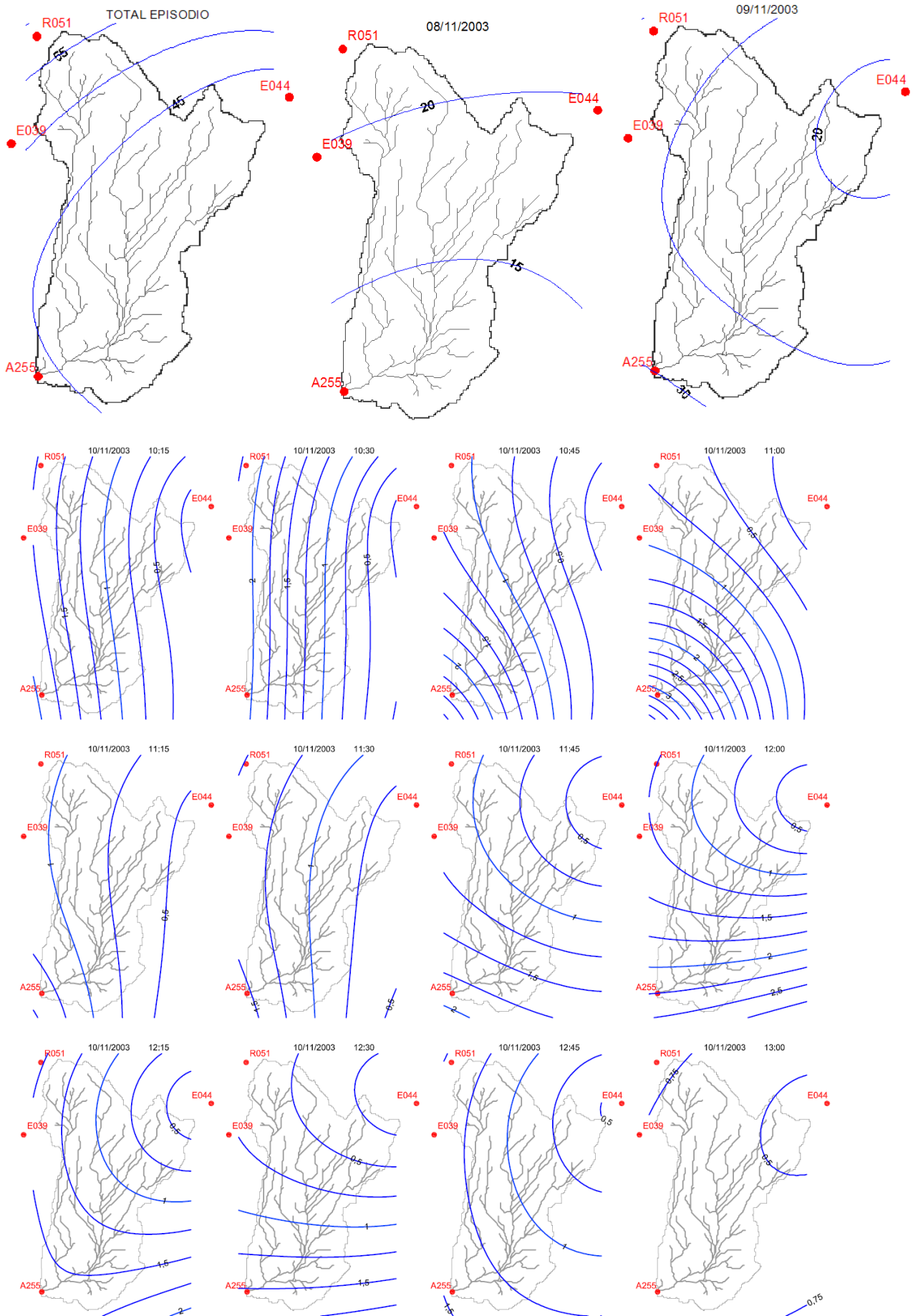


Figura 9.11.- Mapas de isoyetas: río Sotón, episodio septiembre 2004.

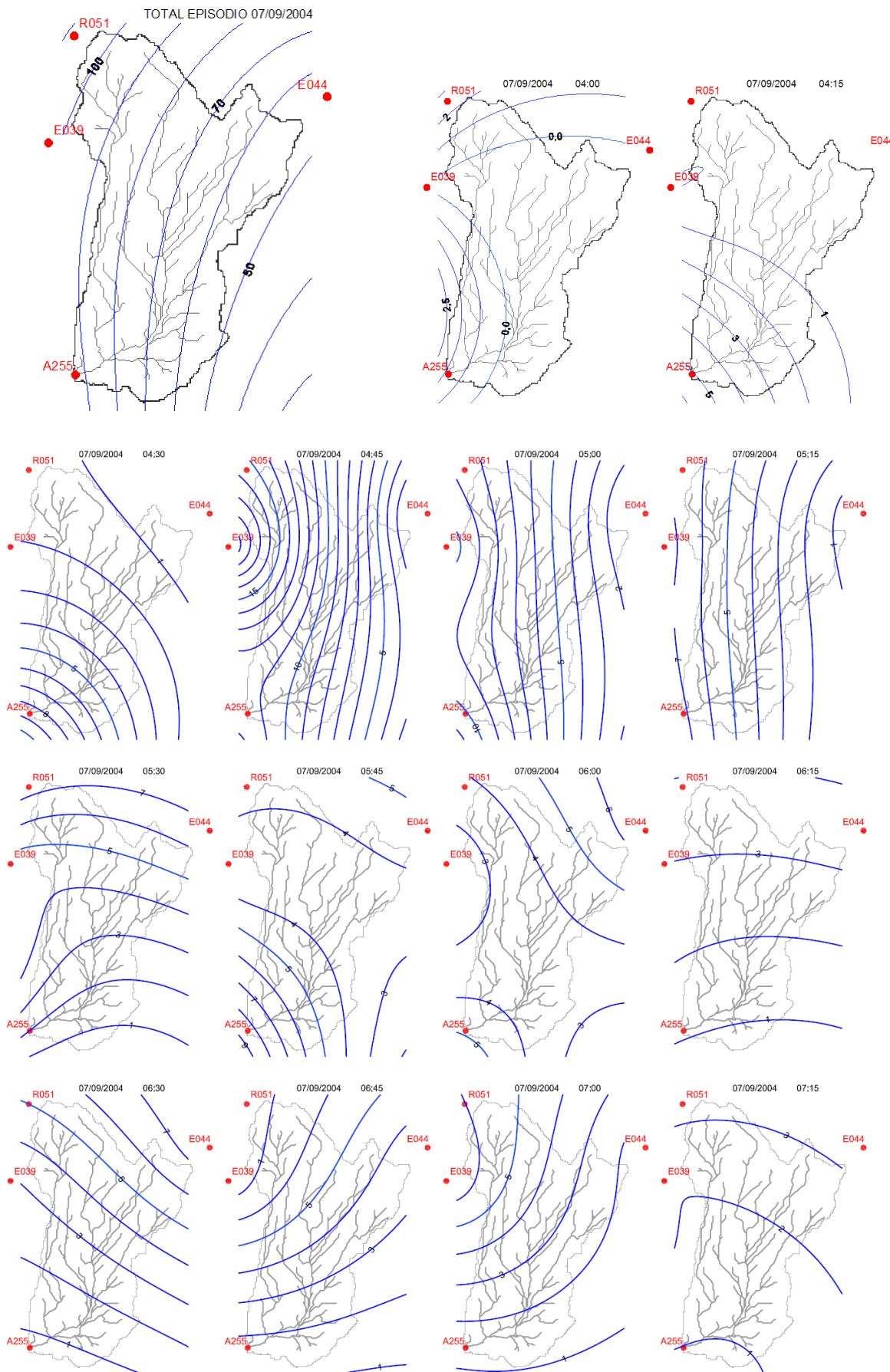
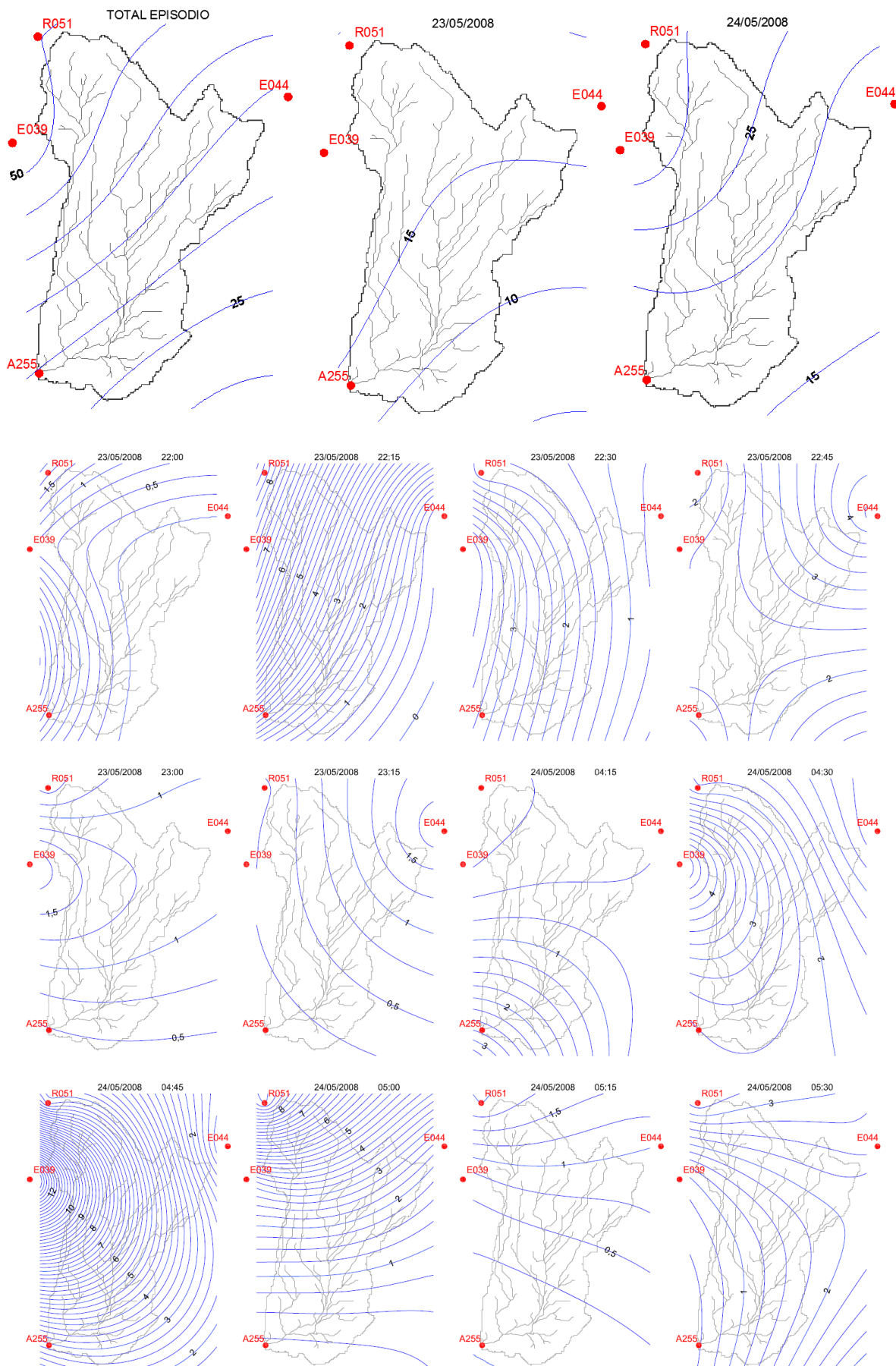


Figura 9.12.- Mapas de isoyetas: río Sotón, episodio mayo 2008.



## 9.2 HIDROGRAMAS OBSERVADOS.

En las figuras 9.13 a 9.15 se acompañan los hidrogramas reales de los episodios que se estudian y en la tabla 9.2 se muestran datos característicos de estos hidrogramas, que van a ser determinantes en cuanto a su grado de coincidencia con los datos homólogos de los hidrogramas simulados.

Tabla 9.2.- Datos procedentes de hidrogramas observados que sirven de base en las simulaciones.

| DATOS BÁSICOS DE LOS HIDROGRAMAS OBSERVADOS |           |            |      |          |                 |                   |                   |        |                   |
|---|-----------|------------|------|----------|-----------------|-------------------|-------------------|--------|-------------------|
| EPISODIO                                    | CORRIENTE | FECHA      |      | $D_{Hg}$ | $V_{Hg}$        | $Q_{ini}$         | $Q_{fin}$         | $T_p$  | $Q_p$             |
|   |           |            |      | horas    | Hm <sup>3</sup> | m <sup>3</sup> /s | m <sup>3</sup> /s | horas  | m <sup>3</sup> /s |
| 1.1   | Bergantes | mayo       | 2003 | 143,50   | 25,8            | 0,60              | 17,10             | 38,25  | 236,8             |
| 1.2   | "         | octubre    | 2000 | 200,00   | 86,2            | 0,18              | 17,00             | 68,00  | 1.030,0           |
| 1.3   | "         | mayo       | 2002 | 200,00   | 24,7            | 0,71              | 11,10             | 88,50  | 227,0             |
| 1.4   | "         | abril      | 2002 | 200,00   | 12,3            | 0,71              | 3,50              | 51,00  | 88,9              |
| 2.1   | Esca      | enero      | 2009 | 300,00   | 42,2            | 2,50              | 54,36             | 125,00 | 201,2             |
| 2.2   | "         | febrero    | 2009 | 464,25   | 55,4            | 45,48             | 12,11             | 274,50 | 177,5             |
| 3.1   | Sotón     | noviembre  | 2003 | 150,00   | 5,1             | 0,92              | 1,75              | 49,50  | 129,4             |
| 3.2   | "         | septiembre | 2004 | 49,50    | 4,8             | 0,13              | 0,56              | 9,75   | 185,0             |
| 3.3   | "         | mayo       | 2008 | 65,50    | 1,3             | 0,13              | 1,97              | 32,50  | 58,8              |

$D_{Hg}$  Duración del hidrograma observado.

$Q_{ini}$  Caudal al inicio del hidrograma observado.

$T_p$  Tiempo pico o tiempo en el que ocurre el caudal punta.

$V_{Hg}$  Volumen del hidrograma observado.

$Q_{fin}$  Caudal en el punto final del hidrograma observado.

$Q_p$  Caudal punta.

Figura 9.13.- Hidrogramas observados en el río Bergantes.

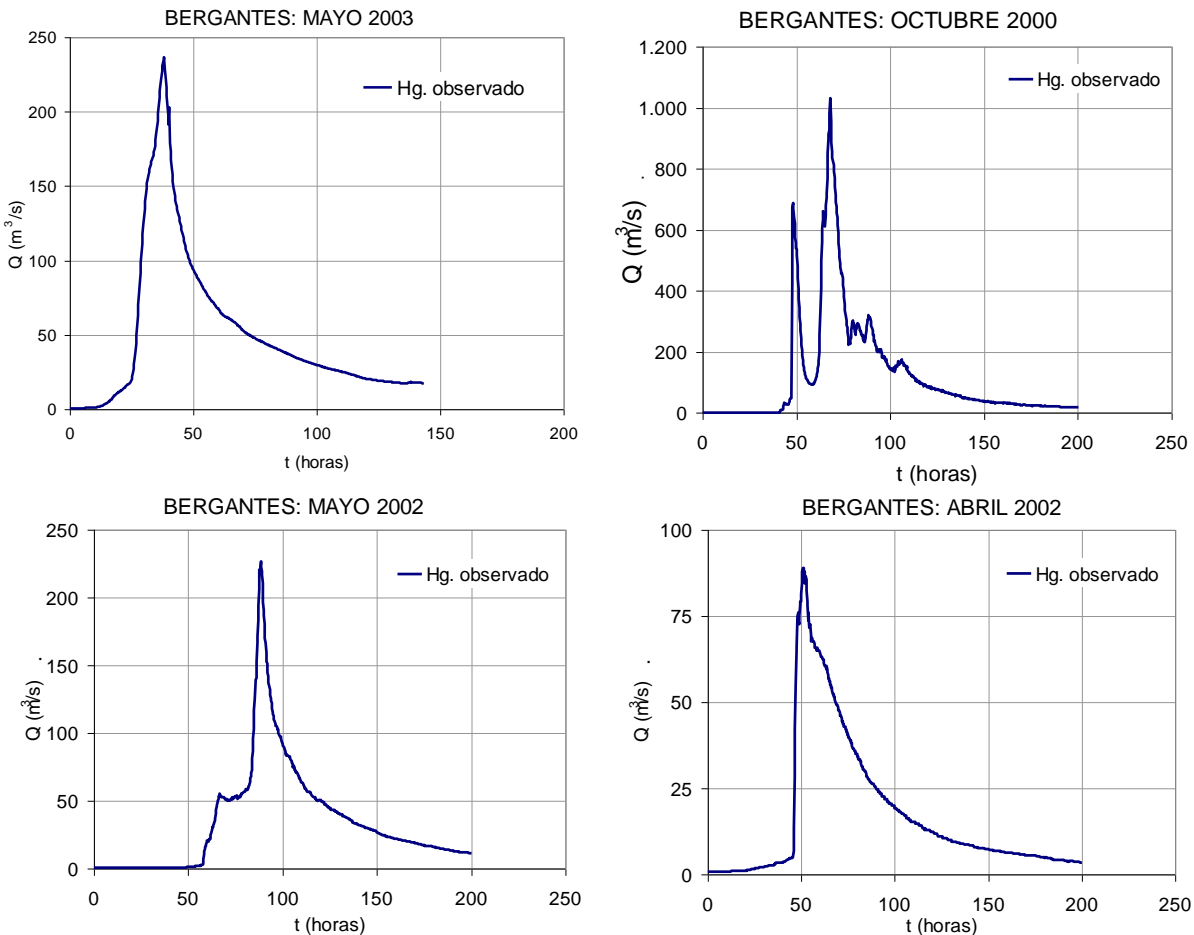


Figura 9.14.- Hidrogramas observados en el río Esca.

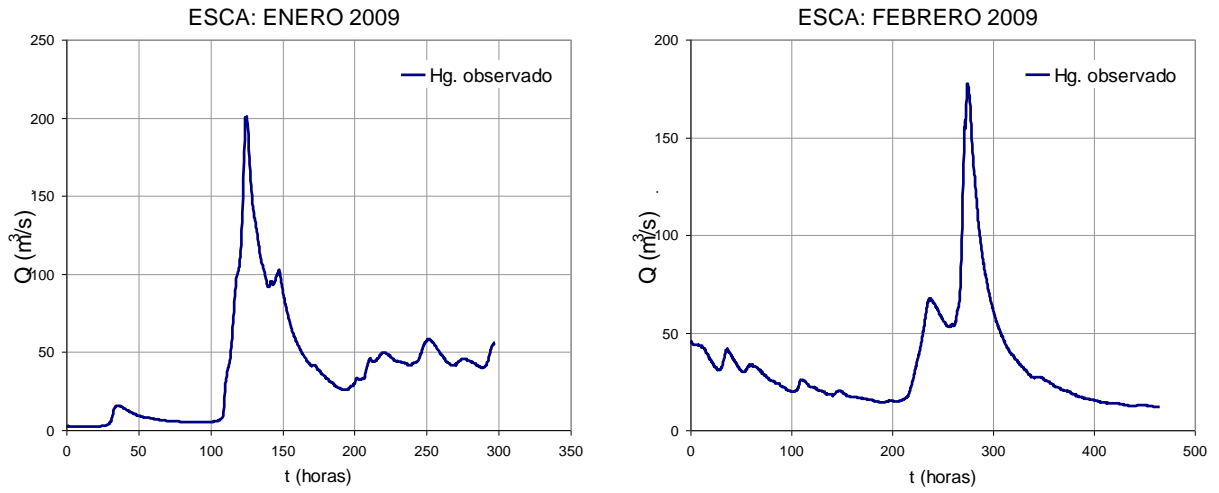
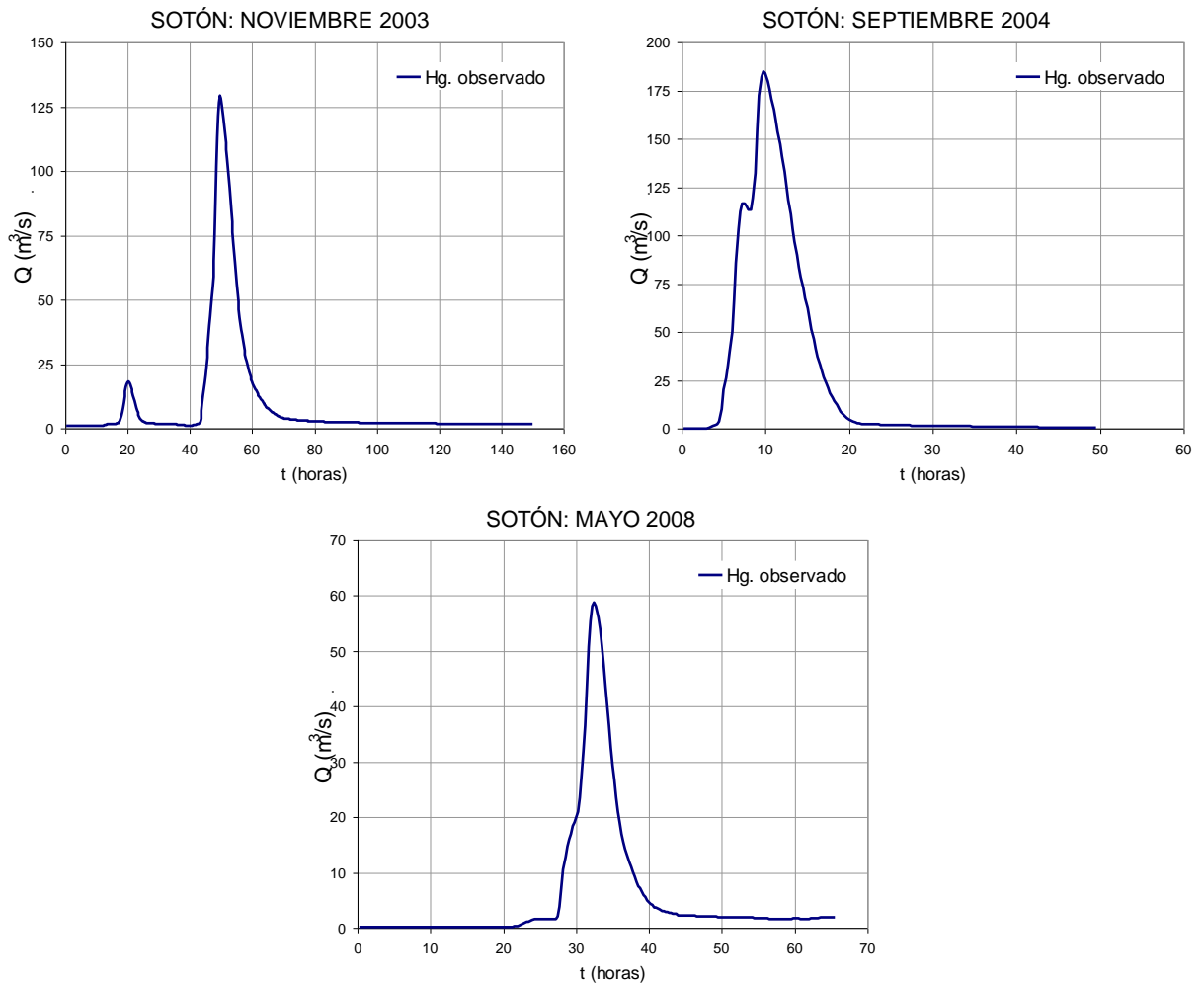


Figura 9.15.- Hidrogramas observados en el río Sotón.

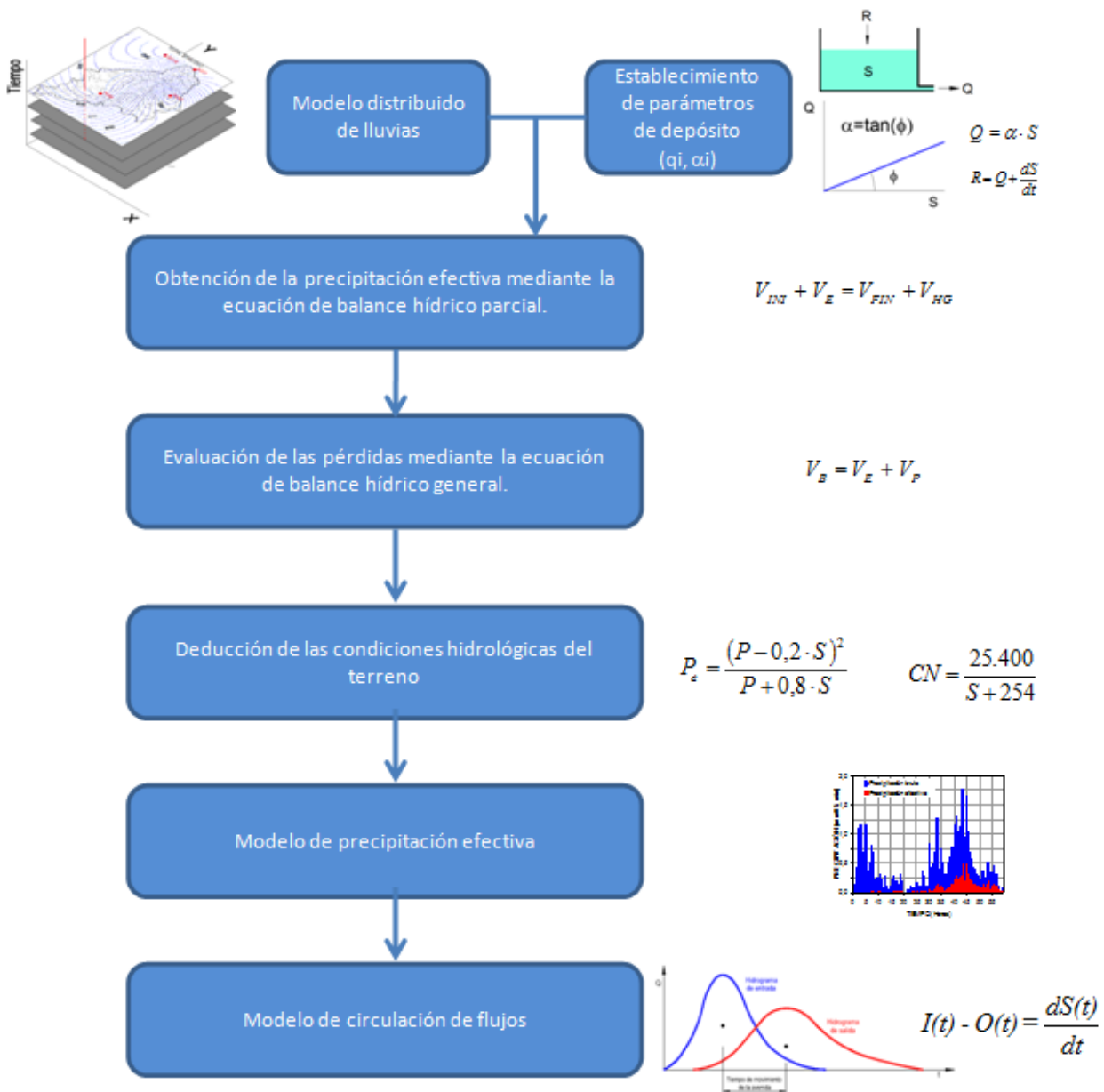




## 10 CALIBRACIÓN.

Como se dijo en el capítulo 7, la calibración consiste, básicamente, en obtener un hidrograma simulado lo más parecido posible al hidrograma registrado mediante el ajuste de las variables del modelo.

Figura 10.1. Esquema de calibración de variables de modelos y simulación de episodios reales.





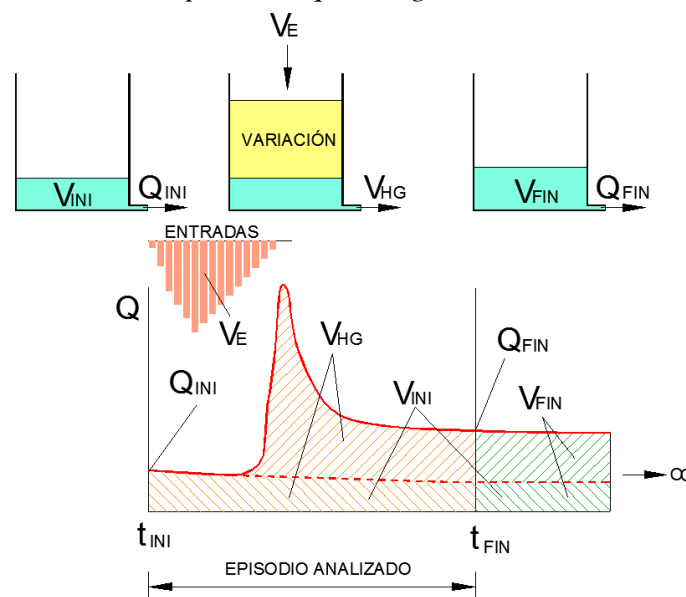
Para abordar el trabajo de calibración se va a seguir el esquema de la [figura 10.1](#) que puede sintetizarse como sigue:

- Determinación de los parámetros de reservorios ( $Q_{0i}$  y  $\alpha_i$ ) a partir de las curvas de recesión de los hidrogramas observados.
- Determinación de la precipitación efectiva de cada episodio que puede deducirse de las mediciones de los registros de lluvia y caudal.
- Establecimiento del balance hídrico global.
- Deducción de las condiciones hidrológicas del terreno (número de curva).
- Generación de hietogramas de precipitación efectiva.
- Ajuste de otras características (caudal punta, tiempo punta) mediante parámetros de circulación de flujo.

Entre los anteriores pasos a seguir, el establecimiento de la precipitación efectiva y el balance hídrico no se han tratado con suficiente detalle hasta el momento, por lo que vamos a describirlo a continuación.

Inicialmente, para describir un episodio de lluvias en una cuenca, se contempla un sistema (depósito) con un *estado inicial*, unas *variaciones* en el sistema producidas por determinadas entradas y salidas, y un estado del sistema al *final* del episodio.

Figura 10.2.- Componentes que integran el balance hídrico.



En la [figura 10.2](#) se pretende ilustrar el cálculo del balance hídrico. Para el ejemplo se representa a la cuenca como un único depósito por el cual, en el instante  $t_{INI}$ , sale un caudal  $Q_{INI}$  que, de acuerdo con la [ecuación 6.1](#) ( $V=Q/\alpha$ ), tiene que ver

con el volumen almacenado en el depósito (cuenca) en ese instante  $V_{INI}$ , y que es equivalente al volumen de la curva de recesión que, de no ocurrir un nuevo episodio de lluvias, se prolongará indefinidamente. En el instante en que finaliza el episodio,  $t_{FIN}$ , el planteamiento es similar y, en el depósito, se tiene un volumen  $V_{FIN}$  relacionado con el caudal en ese instante  $Q_{FIN}$  con la misma ecuación.

Durante el desarrollo del episodio (desde  $t_{INI}$  a  $t_{FIN}$ ) se producen entradas al depósito que son la secuencia de precipitación efectiva, cuyo volumen es  $V_E$ . A lo largo de este intervalo de tiempo ( $t_{INI}$  a  $t_{FIN}$ ), tanto el volumen del depósito como su caudal de salida experimentan variaciones. El volumen total que ha salido del depósito es el volumen del hidrograma,  $V_{HG}$  que se puede medir en el registro real. Por tanto, dentro de ese intervalo de tiempo, se cumplirá la siguiente ecuación (*ecuación de balance hídrico parcial*):

$$V_{INI} + V_E = V_{FIN} + V_{HG} \quad [10.1]$$

$V_E$  Volumen que entra en la cuenca por precipitación efectiva.

$V_{HG}$  Volumen que sale de la cuenca por escorrentía superficial (hidrograma).

$V_{INI}$  Volumen de escorrentía superficial que hay en la cuenca en el instante de iniciarse el evento analizado y que proviene de lluvias anteriores.

$V_{FIN}$  Volumen de escorrentía superficial que queda en la cuenca en el instante final.

De los cuatro componentes de la ecuación,  $V_{HG}$  se obtiene por medición directa,  $V_{INI}$  y  $V_{FIN}$  serán calculados analizando la curva de recesión, quedando por determinar  $V_E$ , que se deduce aplicando la [ecuación 10.1](#).

Conocido el volumen de precipitación efectiva ( $V_E$ ) y, por mediciones directas, la precipitación bruta ( $V_B$ ), puede establecerse el *balance hídrico general* del episodio y evaluar las pérdidas ( $V_P$ ):

$$V_B = V_E + V_P \quad [10.2]$$

$V_B$  Volumen de precipitación bruta obtenido del modelo de lluvia distribuida establecido a partir de las mediciones en los pluviómetros.

$V_P$  Volumen de pérdidas o abstracciones. Es la parte de la precipitación bruta que no genera escorrentía superficial, y sale de la cuenca por otros mecanismos, principalmente infiltración, también evaporación y evapotranspiración.

El método seguido para el ajuste de los anteriores valores consiste en realizar varias iteraciones partiendo de unas condiciones hidrológicas (e.g. número de curva estándar), que se van variando hasta conseguir que los valores de la simulación se aproximen suficientemente a los valores obtenidos en el balance hídrico.

## 10.1 DEFINICIÓN DE RESERVIORIOS DEL MODELO LINEAL.

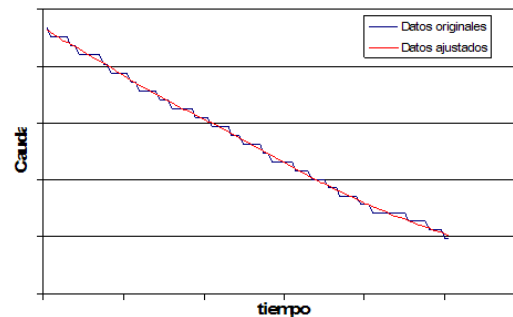
Partiendo de la curva de recesión específica (donde  $q = Q / \text{área}$ ) de los hidrogramas observados, en este apartado se van a deducir los parámetros de los modelos de depósitos ( $q_{0j}$ ,  $\alpha_j$ ). Previamente se realiza un ajuste de los registros que se presentan con forma escalonada.

Los datos originales del SAIH corresponden a la altura de agua (nivel o calado) en la sección de medición, en la cual se dan condiciones hidráulicas de flujo crítico, es decir, de mínima energía, y ello implica que para esa sección se tiene una relación caudal/calado conocida. Los registros (altura de la lámina de agua o calado) tienen precisión centimétrica (dos decimales) lo que conlleva a un error variable para el caudal que, en términos absolutos, será mayor cuanto mayor sea la altura de agua. La ecuación que relaciona el nivel con el caudal es del tipo siguiente:

$$Q = mH^{3/2}$$

Donde  $m$  es un coeficiente propio de la sección de aforo dependiente, entre otros factores, de la longitud del espejo de agua, y  $H$  es el nivel del agua. Por este motivo, los datos originales de caudal que proceden de datos de nivel, presentan forma discretizada que se ve más claramente cuanto menor es el caudal. Se ha realizado un tratamiento previo de los datos de caudal consistente en aplicar un ajuste con polinomios móviles de tercer grado sobre una amplitud de 20 registros.

Figura 10.3.- Ejemplo de ajuste previo de un tramo de curva de recesión.



A partir de las curvas resultantes ajustadas, se llega a la determinación de los parámetros que definen los reservorios aplicando el método de mínimos cuadrados con el siguiente sistema de ecuaciones<sup>17</sup>.

$$q_i = \sum_{j=1}^m q_{0j} e^{-\alpha_j t_i}$$

Donde  $m$  es el número de depósitos (normalmente entre 2 y 4),  $q_j$  son los  $n$  valores conocidos de caudal de la curva de recesión en el tiempo  $t_i$ , y  $q_{0j}$  y  $\alpha_j$  son las incógnitas. Se tiene un sistema sobredeterminado de  $n$  ecuaciones y  $2m$  incógnitas donde  $n \gg 2m$ . Una vez planteados y resueltos estos sistemas de ecuaciones para las curvas de recesión de los hidrogramas estudiados, se llega a los resultados de parámetros de depósitos de las [tablas 10.1](#) a [10.3](#).

<sup>17</sup> Se ha realizado una aplicación para resolver estos sistemas de ecuaciones sobredeterminados adaptada al cálculo de los parámetros de depósitos.

Tabla 10.1.- Parámetros de depósitos lineales en paralelo con episodios del río Bergantes.

| BERGANTES: MAYO 2003 |                      |          |           |           | BERGANTES: OCTUBRE 2000 |           |           |           |           |
|----------------------|----------------------|----------|-----------|-----------|-------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| MO-DELO              |                      | DEPÓSITO |           |           |                         | DEPÓSITO  |           |           |           |
|                      |                      | 1        | 2         | 3         | 4                       | 1         | 2         | 3         | 4         |
| 2 dep.               | $\alpha \rightarrow$ |          | 5,42 E-06 | 5,71 E-05 |                         |           | 5,62 E-06 | 6,71 E-05 |           |
|                      | $q_0 \rightarrow$    |          | 3,21 E-07 | 1,00 E+00 |                         |           | 3,98 E-07 | 1,00 E+00 |           |
| 3 dep.               | $\alpha \rightarrow$ |          | 4,84 E-06 | 3,51 E-05 | 3,12 E-04               | 1,15 E-06 | 8,90 E-06 | 7,30 E-05 |           |
|                      | $q_0 \rightarrow$    |          | 7,48 E-07 | 1,00 E+00 | 3,23 E+55               | 1,74 E-08 | 8,06 E-07 | 1,00 E+00 |           |
| 4 dep.               | $\alpha \rightarrow$ |          |           |           |                         | 8,01 E-07 | 7,16 E-06 | 6,05 E-05 | 2,63 E-04 |
|                      | $q_0 \rightarrow$    |          |           |           |                         | 1,05 E-08 | 6,56 E-07 | 1,00 E+00 | 9,07 E+19 |

| BERGANTES: MAYO 2002 |                      |           |           |           | BERGANTES: ABRIL 2002 |           |           |           |           |
|----------------------|----------------------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| MO-DELO              |                      | DEPÓSITO  |           |           |                       | DEPÓSITO  |           |           |           |
|                      |                      | 1         | 2         | 3         | 4                     | 1         | 2         | 3         | 4         |
| 2 dep.               | $\alpha \rightarrow$ |           | 4,75 E-06 | 3,85 E-05 |                       |           | 2,38 E-06 | 1,29 E-05 |           |
|                      | $q_0 \rightarrow$    |           | 5,35 E-07 | 1,00 E+00 |                       |           | 2,85 E-07 | 1,00 E+00 |           |
| 3 dep.               | $\alpha \rightarrow$ | 1,53 E-06 | 8,63 E-06 | 8,40 E-05 |                       | 1,67 E-06 | 9,32 E-06 | 8,06 E-05 |           |
|                      | $q_0 \rightarrow$    | 1,72 E-08 | 5,10 E-07 | 1,00 E+00 |                       | 1,13 E-08 | 5,44 E-07 | 1,00 E+00 |           |
| 4 dep.               | $\alpha \rightarrow$ | 9,79 E-07 | 6,21 E-06 | 2,51 E-05 | 1,50 E-04             | 4,49 E-07 | 6,61 E-06 | 1,36 E-05 | 1,37 E-04 |
|                      | $q_0 \rightarrow$    | 1,22 E-08 | 4,49 E-06 | 1,00 E+00 | 1,10 E+36             | 2,59 E-09 | 1,07 E-04 | 1,00 E+00 | 1,95 E+64 |

Tabla 10.2.- Parámetros de depósitos lineales en paralelo con episodios del río Esca.

| ESCA: FEBRERO 2009 |                      |          |           |           |   |
|--------------------|----------------------|----------|-----------|-----------|---|
| MODELO             |                      | DEPÓSITO |           |           |   |
|                    |                      | 1        | 2         | 3         | 4 |
| 2 depósitos        | $\alpha \rightarrow$ |          | 1,43 E-06 | 1,67 E-05 |   |
|                    | $q_0 \rightarrow$    |          | 2,96 E-07 | 1,00 E+00 |   |

Tabla 10.3.- Parámetros de depósitos lineales en paralelo con episodios del río Sotón.

|         |                      | SOTÓN: NOVIEMBRE 2003 |           |           | SOTÓN: SEPTIEMBRE 2004 |           |           | SOTÓN: MAYO 2008 |           |           |
|---------|----------------------|-----------------------|-----------|-----------|------------------------|-----------|-----------|------------------|-----------|-----------|
| MO-DELO |                      | DEPÓSITO              |           |           | DEPÓSITO               |           |           | DEPÓSITO         |           |           |
|         |                      | 2                     | 3         | 4         | 2                      | 3         | 4         | 2                | 3         | 4         |
| 2 dep.  | $\alpha \rightarrow$ | 1,74 E-06             | 6,94 E-05 |           |                        |           |           | 3,26 E-06        |           | 1,28 E-04 |
|         | $q_0 \rightarrow$    | 2,28 E-08             | 1,00 E+00 |           |                        |           |           | 4,61 E-07        |           | 1,94 E+56 |
| 3 dep.  | $\alpha \rightarrow$ | 1,18 E-06             | 5,37 E-05 | 1,10 E-04 | 8,72 E-06              | 3,49 E-05 | 2,82 E-04 | 2,87 E-06        | 1,27 E-04 | 6,47 E-04 |
|         | $q_0 \rightarrow$    | 1,86 E-08             | 1,00 E+00 | 6,51 E+06 | 4,44 E-07              | 1,00 E+00 | 1,89 E+56 | 1,59 E-08        | 1,00 E+00 | 9,83 E+25 |

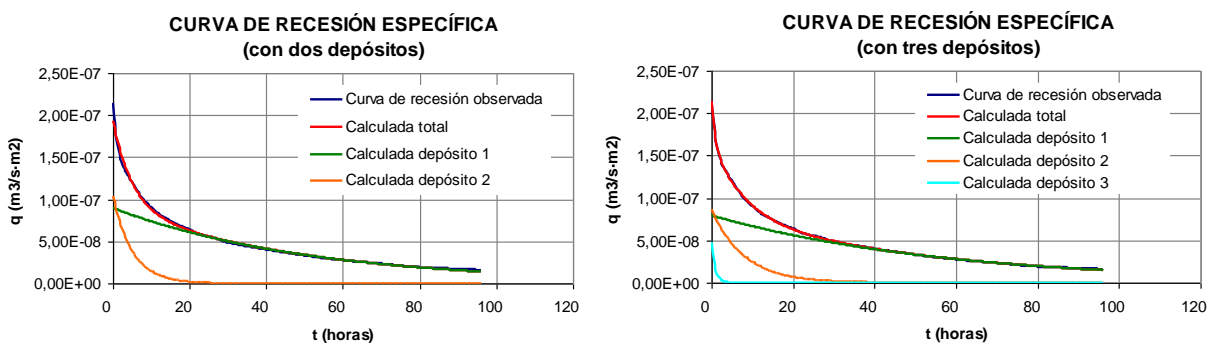
En estas tablas se ha procurado mantener una relación entre los valores del parámetro  $\alpha$  y el número de orden de los depósitos. Así, se presentan depósitos lentos (núm. 1 y 2) cuya relevancia aumenta a medida que el caudal circulante es más bajo (i.e. a medida que se vacían los depósitos), y depósitos más rápidos (núm. 3 y 4) donde ocurre lo contrario, son más relevantes con caudales elevados. (i.e. pierden relevancia a medida que se vacían los depósitos). En los depósitos lentos, el valor del parámetro  $\alpha$  viene a ser del orden de  $10^{-6}$  o inferiores, y en los más rápidos es del orden de  $10^{-5}$  o  $10^{-4}$  para los muy rápidos y que tienden a influir en las avenidas más importantes.

En estos ajustes de curvas de recesión se han obtenido resultados muy precisos en todos los casos y mejores cuanto mayor es el número de depósitos. A modo de ejemplo, en la [tabla 10.4](#) se presentan los resultados para el episodio 1.1 del río Bergantes, y en la [figura 10.4](#) se presentan los gráficos.

Tabla 10.4.- Análisis de eficiencia en el ajuste de la curva de recesión del episodio 1.1 de mayo de 2003 en el río Bergantes. Los parámetros de eficiencia se describen en el apartado 7.2.

| ANÁLISIS DE EFICIENCIA PARA LA CURVA DE RECESIÓN DEL EPISODIO 1.1 |           |           |           |          |
|---|-----------|-----------|-----------|----------|
| N.º DEPÓSITOS   | NSE       | IOA       | R         | EMC      |
| 2   | 0,9935313 | 0,9982496 | 0,9997686 | 1,20E-09 |
| 3   | 0,9999961 | 0,9999990 | 0,9999999 | 2,95E-11 |

Figura 10.4.- Gráficos de la curva de recesión específica para el episodio 1.1.



## 10.2 EVALUACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA.

Con los datos disponibles hasta ahora, mediante la [ecuación 10.1](#), se puede determinar la precipitación efectiva ocurrida en cada episodio. Los datos disponibles son los siguientes:

- Localización temporal del tramo del hidrograma. Se da en la [tabla 7.1](#).
- Volumen del hidrograma ( $V_{Hg}$ ): representa el volumen de escorrentía superficial que sale de la cuenca durante el tramo temporal estudiado. Se da en la [tabla 9.2](#).
- Parámetros de depósito ( $\alpha_i$ ,  $Q_{oi}$ , que se dan en las [tablas 10.1 a 10.3](#)) y caudales en los instantes inicial y final ( $Q_{INI}$ ,  $Q_{FIN}$ , se dan en la [tabla 9.2](#)) que permiten calcular los volúmenes en los depósitos en ambos instantes ( $V_{INI}$ ,  $V_{FIN}$ ) a partir de las siguientes expresiones vistas en el [capítulo 6](#):

$$V_{FIN} = \frac{Q_1}{\alpha_1} + \frac{Q_2}{\alpha_2} + \dots \quad \left(\frac{Q_{o1}}{Q_1}\right)^{\frac{1}{\alpha_1}} = \left(\frac{Q_{o2}}{Q_2}\right)^{\frac{1}{\alpha_2}} = \dots$$

Independientemente de que estos cálculos formen parte de un programa informático, pueden realizarse con EXCEL aplicando la función buscar objetivo. También, en algunos casos pueden simplificarse las ecuaciones considerando únicamente la influencia del depósito más lento, por tanto:

$$V_{FIN} \approx \frac{Q_1}{\alpha_1}$$

En la [tabla 10.5](#) se muestran los resultados del volumen almacenado al finalizar el episodio ( $V_{FIN}$ ) y, además, se dan los caudales y volúmenes en cada depósito. En los resultados de esta tabla se observa que el depósito núm.1 (el más lento) es el más influyente. Los depósitos 3 y 4 no influyen. El depósito 2 influye en algunos casos.

Para un mismo episodio se obtienen valores distintos según el modelo (2 dep., 3 dep., ...), los más significativos son los episodios 1.2 y 1.3 del río Bergantes, y esto es debido a la utilización en el modelo del depósito 1, muy lento, cuya influencia se prolonga en el tiempo. No obstante, las diferencias en la valoración del volumen de escorrentía (i.e. precipitación efectiva) son mínimas.

Tabla 10.5.- Volumen de agua ( $V_{FIN}$ ) que queda almacenado en la cuenca una vez concluido el episodio. También se dan los volúmenes parciales correspondientes a cada uno de los depósitos.

| CÁLCULO DEL VOLUMEN DE PRECIPITACIÓN EFECTIVA POSTERIOR |         |                   |                   |                   |                   |                   |                 |                 |                 |                 |                  |
|---|---------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|
| EPISODIO  | MOD ELO | Q <sub>1</sub>    | Q <sub>2</sub>    | Q <sub>3</sub>    | Q <sub>4</sub>    | Q                 | V <sub>1</sub>  | V <sub>2</sub>  | V <sub>3</sub>  | V <sub>4</sub>  | V <sub>FIN</sub> |
|   |         | m <sup>3</sup> /s | m <sup>3</sup> /s | m <sup>3</sup> /s | m <sup>3</sup> /s | m <sup>3</sup> /s | Hm <sup>3</sup> | Hm <sup>3</sup> | Hm <sup>3</sup> | Hm <sup>3</sup> | Hm <sup>3</sup>  |
| 1.1 Bergantes Mayo2003                                  | 2D      |                   | 17,10             | 0,00              |                   | 17,10             |                 | 3,15            | 0,00            |                 | 3,15             |
|   | 3D      |                   | 17,10             | 0,00              | 0,00              | 17,10             |                 | 3,53            | 0,00            | 0,00            | 3,53             |
| 1.2 Bergantes octubre 2000                              | 2D      |                   | 17,00             | 0,00              |                   | 17,00             |                 | 3,02            | 0,00            |                 | 3,02             |
|   | 3D      | 9,85              | 7,15              | 0,00              |                   | 17,00             | 8,55            | 0,80            | 0,00            |                 | 9,35             |
|   | 4D      | 6,86              | 10,14             | 0,00              | 0,00              | 17,00             | 8,57            | 1,42            | 0,00            | 0,00            | 9,99             |
| 1.3 Bergantes Mayo 2002                                 | 2D      |                   | 11,10             | 0,00              |                   | 11,10             |                 | 2,34            | 0,00            |                 | 2,34             |
|   | 3D      | 7,46              | 3,64              | 0,00              |                   | 11,10             | 4,88            | 0,42            | 0,00            |                 | 5,31             |
|   | 4D      | 4,54              | 6,55              | 0,00              | 0,00              | 11,10             | 4,64            | 1,06            | 0,00            | 0,00            | 5,70             |
| 1.4 Bergantes Abril 2002                                | 2D      |                   | 3,47              | 0,03              |                   | 3,50              |                 | 1,46            | 0,00            |                 | 1,46             |
|   | 3D      | 3,25              | 0,25              | 0,00              |                   | 3,50              | 1,94            | 0,03            | 0,00            |                 | 1,96             |
|   | 4D      | 1,24              | 2,22              | 0,04              | 0,00              | 3,50              | 2,76            | 0,54            | 0,00            | 0,00            | 3,29             |
| 2.1 Esca.ene.2009                                       | 2D      |                   | 28,62             | 25,74             |                   | 54,36             |                 | 19,96           | 1,54            |                 | 21,49            |
| 2.2 Esca.feb.2009                                       | 2D      |                   | 12,11             | 0,00              |                   | 12,11             |                 | 8,44            | 0,00            |                 | 8,44             |
| 3.1 Sotón nov. 2003                                     | 2D      |                   | 1,75              | 0,00              |                   | 1,75              |                 | 1,01            | 0,00            |                 | 1,01             |
|   | 3D      |                   | 1,75              | 0,00              | 0,00              | 1,75              |                 | 1,48            | 0,00            | 0,00            | 1,48             |
| 3.2 Sotón.Sep.2004                                      | 3D      |                   | 0,44              | 0,12              | 0,00              | 0,56              |                 | 0,05            | 0,00            | 0,00            | 0,05             |
| 3.3 Sotón mayo2008                                      | 2D      |                   | 1,92              | 0,05              |                   | 1,97              |                 | 0,59            | 0,00            |                 | 0,59             |
|   | 3D      |                   | 1,91              | 0,06              | 0,00              | 1,97              |                 | 0,66            | 0,00            | 0,00            | 0,66             |

Tabla 10.6.- Volumen de agua ( $V_{INI}$ ) que hay en la cuenca justo antes de iniciarse el episodio analizado y volúmenes parciales de cada depósito.

| CÁLCULO DEL VOLUMEN DE PRECIPITACIÓN EFECTIVA ANTERIOR |         |                   |                   |                   |                   |                   |                 |                 |                 |                 |                  |
|--|---------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|
| EPISODIO   | MOD ELO | Q <sub>1</sub>    | Q <sub>2</sub>    | Q <sub>3</sub>    | Q <sub>4</sub>    | Q                 | V <sub>1</sub>  | V <sub>2</sub>  | V <sub>3</sub>  | V <sub>4</sub>  | V <sub>INI</sub> |
|  |         | m <sup>3</sup> /s | m <sup>3</sup> /s | m <sup>3</sup> /s | m <sup>3</sup> /s | m <sup>3</sup> /s | Hm <sup>3</sup> | Hm <sup>3</sup> | Hm <sup>3</sup> | Hm <sup>3</sup> | Hm <sup>3</sup>  |
| 1.1 Bergantes Mayo2003                                 | 2D      |                   | 0,60              | 0,00              |                   | 0,60              |                 | 0,11            | 0,00            |                 | 0,11             |
|  | 3D      |                   | 0,60              | 0,00              | 0,00              | 0,60              |                 | 0,12            | 0,00            | 0,00            | 0,12             |
| 1.2 Bergantes octubre 2000                             | 2D      |                   | 0,18              | 0,00              |                   | 0,18              |                 | 0,03            | 0,00            |                 | 0,03             |
|  | 3D      | 0,18              | 0,00              | 0,00              |                   | 0,18              | 0,16            | 0,00            | 0,00            |                 | 0,16             |
|  | 4D      | 0,18              | 0,00              | 0,00              | 0,00              | 0,18              | 0,22            | 0,00            | 0,00            | 0,00            | 0,22             |
| 1.3 Bergantes Mayo 2002                                | 2D      |                   | 0,71              | 0,00              |                   | 0,71              |                 | 0,15            | 0,00            |                 | 0,15             |
|  | 3D      | 0,71              | 0,00              | 0,00              |                   | 0,71              | 0,46            | 0,00            | 0,00            |                 | 0,46             |
|  | 4D      | 0,71              | 0,00              | 0,00              | 0,00              | 0,71              | 0,73            | 0,00            | 0,00            | 0,00            | 0,73             |
| 1.4 Bergantes Abril 2002                               | 2D      |                   | 0,71              | 0,00              |                   | 0,71              |                 | 0,30            | 0,00            |                 | 0,30             |
|  | 3D      | 0,71              | 0,00              | 0,00              |                   | 0,71              | 0,42            | 0,00            | 0,00            |                 | 0,42             |
|  | 4D      | 0,70              | 0,01              | 0,00              | 0,00              | 0,71              | 1,56            | 0,00            | 0,00            | 0,00            | 1,56             |
| 2.1 Esca.ene.2009                                      | 2D      |                   | 2,50              | 0,00              |                   | 2,50              |                 | 1,74            | 0,00            |                 | 1,74             |
| 2.2 Esca.feb.2009                                      | 2D      |                   | 27,72             | 17,76             |                   | 45,48             |                 | 19,33           | 1,06            |                 | 20,39            |
| 3.1 Sotón nov. 2003                                    | 2D      |                   | 0,92              | 0,00              |                   | 0,92              |                 | 0,53            | 0,00            |                 | 0,53             |
|  | 3D      |                   | 0,92              | 0,00              | 0,00              | 0,92              |                 | 0,78            | 0,00            | 0,00            | 0,78             |
| 3.2 Sotón.Sep.2004                                     | 3D      |                   | 0,13              | 0,00              | 0,00              | 0,13              |                 | 0,01            | 0,00            | 0,00            | 0,01             |
| 3.3 Sotón mayo2008                                     | 2D      |                   | 0,13              | 0,00              |                   | 0,13              |                 | 0,04            | 0,00            |                 | 0,04             |
|  | 3D      |                   | 0,13              | 0,00              | 0,00              | 0,13              |                 | 0,05            | 0,00            | 0,00            | 0,05             |

El cálculo del volumen de agua que hay en la cuenca en el instante de iniciarse el evento analizado ( $V_{INI}$ ) es similar al anterior. En la [tabla 10.6](#) se presentan los resultados y se observa que al ser valores más bajos que los anteriores, solamente influye el depósito más lento, a excepción del episodio 2.2 cuyo valor del caudal inicial es muy elevado.

Queda por determinar el volumen de precipitación efectiva ( $V_E$ ) que, aplicando la [ecuación 10.1](#), se da en la [tabla 10.7](#).

*Tabla 10.7.- Balance hídrico parcial. Determinación de la precipitación efectiva.*

| CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA. ECUACIÓN 10.1 $V_E = V_{HG} + V_{FIN} - V_{INI}$ |                              |     |                 |                 |                 |          |                 |        |
|--|------------------------------|-----|-----------------|-----------------|-----------------|----------|-----------------|--------|
| EPISODIO   | MOD                          | ELO | $V_{HG}$        | $V_{FIN}$       | $V_{INI}$       | EFECTIVA |                 |        |
|  |                              |     | Hm <sup>3</sup> | Hm <sup>3</sup> | Hm <sup>3</sup> | mm       | Hm <sup>3</sup> | % (*)  |
| 1.1  | Bergantes<br>may-03          | 2D  | 25,8            | 3,2             | 0,1             | 27       | 28,8            | 27,00% |
|  |                              | 3D  | 25,8            | 3,5             | 0,1             | 28       | 29,2            | 27,30% |
| 1.2  | Bergantes<br>Octubre<br>2000 | 2D  | 86,2            | 3,0             | 0,0             | 85       | 89,2            | 18,20% |
|  |                              | 3D  | 86,2            | 9,4             | 0,2             | 91       | 95,4            | 19,50% |
|  |                              | 4D  | 86,2            | 10,0            | 0,2             | 91       | 96,0            | 19,60% |
| 1.3  | Bergantes<br>mayo<br>2002    | 2D  | 24,7            | 2,3             | 0,1             | 26       | 26,9            | 23,20% |
|  |                              | 3D  | 24,7            | 5,3             | 0,5             | 28       | 29,5            | 25,50% |
|  |                              | 4D  | 24,7            | 5,7             | 0,7             | 28       | 29,7            | 25,60% |
| 1.4  | Bergantes<br>abril<br>2002   | 2D  | 12,3            | 1,5             | 0,3             | 13       | 13,5            | 15,70% |
|  |                              | 3D  | 12,3            | 2,0             | 0,4             | 13       | 13,8            | 16,20% |
|  |                              | 4D  | 12,3            | 3,3             | 1,6             | 13       | 14,0            | 16,40% |
| 2.1  | Esca ene. 2009               | 2D  | 42,2            | 21,5            | 1,7             | 155      | 62,0            | 99,40% |
| 2.2  | Esca feb. 2009               | 2D  | 55,4            | 8,4             | 20,4            | 109      | 43,5            | 70,20% |
| 3.1  | Sotón<br>nov. 2003           | 2D  | 5,1             | 1,0             | 0,5             | 28       | 5,6             | 63,90% |
|  |                              | 3D  | 5,1             | 1,5             | 0,8             | 29       | 5,8             | 66,60% |
| 3.2  | Sotón Sept. 2004             | 3D  | 4,8             | 0,1             | 0,0             | 25       | 4,8             | 33,10% |
| 3.3  | Sotón<br>may-08              | 2D  | 1,3             | 0,6             | 0,0             | 10       | 1,9             | 26,30% |
|  |                              | 3D  | 1,3             | 0,7             | 0,0             | 10       | 2,0             | 27,20% |

(\*) *El porcentaje de precipitación efectiva equivale al coeficiente de escorrentía.*

### 10.3 ESTABLECIMIENTO DEL BALANCE HÍDRICO GENERAL.

Siguiendo un esquema similar al del apartado anterior, para aplicar ahora la [ecuación 10.2](#), se puede establecer el balance hídrico general en cada episodio. Ahora, los datos disponibles son:

- Volumen de precipitación bruta ( $V_B$ ) que ha ocurrido durante el evento considerado, deducido de los mapas de isoyetas. Representa el volumen de entrada a la cuenca durante el tramo estudiado.
- Volumen de precipitación efectiva ( $V_E$ ) calculado con la [ecuación 10.1](#).



En la [tabla 10.8](#) se presenta el balance hídrico para todos los episodios, el cual, para un mismo episodio, no difiere de forma significativa según el modelo de depósitos considerado. Esto es lógico porque la evaluación de los volúmenes inicial y final es diferente y dependiente de los coeficientes  $\alpha$  de los depósitos, por tanto, serán más precisos los modelos con mayor número de depósitos ya que la estimación de los citados volúmenes es mejor.

*Tabla 10.8.- Balance hídrico de los episodios de crecida. Determinación de las pérdidas ( $V_P$ ).*

| BALANCE HÍDRICO GENERAL. ECUACIÓN 10.2 $V_B = V_E + V_P$ |         |       |                 |          |                 |       |          |                 |       |
|--|---------|-------|-----------------|----------|-----------------|-------|----------|-----------------|-------|
| EPISODIO   | MOD ELO | BRUTA |                 | EFECTIVA |                 |       | PÉRDIDAS |                 |       |
|  |         | mm    | Hm <sup>3</sup> | mm       | Hm <sup>3</sup> | % (*) | mm       | Hm <sup>3</sup> | %     |
| 1.1 Bergantes mayo 2003                                  | 2D      | 102   | 107,0           | 27       | 28,8            | 27,0% | 74       | 78,2            | 73,0% |
|  | 3D      | 102   | 107,0           | 28       | 29,2            | 27,3% | 74       | 77,8            | 72,7% |
| 1.2 Bergantes Octubre 2000                               | 2D      | 465   | 489,0           | 85       | 89,2            | 18,2% | 380      | 399,8           | 81,8% |
|  | 3D      | 465   | 489,0           | 91       | 95,4            | 19,5% | 374      | 393,6           | 80,5% |
|  | 4D      | 465   | 489,0           | 91       | 96,0            | 19,6% | 374      | 393,0           | 80,4% |
| 1.3 Bergantes mayo 2002                                  | 2D      | 110   | 115,9           | 26       | 26,9            | 23,2% | 85       | 89,0            | 76,8% |
|  | 3D      | 110   | 115,9           | 28       | 29,5            | 25,5% | 82       | 86,4            | 74,5% |
|  | 4D      | 110   | 115,9           | 28       | 29,7            | 25,6% | 82       | 86,2            | 74,4% |
| 1.4 Bergantes abril 2002                                 | 2D      | 81    | 85,5            | 13       | 13,5            | 15,7% | 68       | 72,0            | 84,3% |
|  | 3D      | 81    | 85,5            | 13       | 13,8            | 16,2% | 68       | 71,7            | 83,8% |
|  | 4D      | 81    | 85,5            | 13       | 14,0            | 16,4% | 68       | 71,5            | 83,6% |
| 2.1 Esca ene. 2009                                       | 2D      | 156   | 62,3            | 155      | 62,0            | 99,4% | 1        | 0,3             | 0,6%  |
| 2.2 Esca feb. 2009                                       | 2D      | 155   | 61,9            | 109      | 43,5            | 70,2% | 46       | 18,4            | 29,8% |
| 3.1 Sotón nov. 2003                                      | 2D      | 44    | 8,7             | 28       | 5,6             | 63,9% | 16       | 3,1             | 36,1% |
|  | 3D      | 44    | 8,7             | 29       | 5,8             | 66,6% | 15       | 2,9             | 33,4% |
| 3.2 Sotón Sept. 2004                                     | 3D      | 74    | 14,6            | 25       | 4,8             | 33,1% | 50       | 9,7             | 66,9% |
| 3.3 Sotón Mayo 08  | 2D      | 37    | 7,2             | 10       | 1,9             | 26,3% | 27       | 5,3             | 73,7% |
|  | 3D      | 37    | 7,2             | 10       | 2,0             | 27,2% | 27       | 5,2             | 72,8% |

(\*) *El porcentaje de precipitación efectiva equivale al coeficiente de escorrentía.*

De los resultados obtenidos se pueden realizar varias observaciones, algunas muy interesantes, que se describen a continuación.

En la mayoría de los casos, el déficit de escorrentía (pérdidas o abstracciones) es considerablemente mayor que el volumen de escorrentía superficial (Bergantes del orden del 80%, en Sotón es variable 30-80%). Sólo el episodio de enero de 2009 del Esca, presenta un porcentaje de pérdidas bajísimo, pero sin duda se debe a la intervención de procesos de fusión nival, por lo que este episodio será tratado más adelante como caso especial.

En el río Bergantes, la proporción de pérdidas es muy elevada en todos los casos, incluido el episodio de octubre de 2000 donde se da un volumen de precipitación tan extraordinario que, como veremos, supera las previsiones de las estimaciones de periodos de retorno muy largos. En condiciones normales, una elevada precipitación conduce a la saturación del terreno antes de finalizar el aporte de lluvia y, en consecuencia, se genera un volumen de escorrentía elevado, situación que no se ha dado con las lluvias extraordinarias del episodio de 2000.

Esta situación de elevadas pérdidas concuerda con las características geológicas y geomorfológicas que se dan en esta cuenca, con un acusado desarrollo de formaciones cársticas que implican un alto potencial del proceso de infiltración. En esta cuenca del río Bergantes, se da la circunstancia de que los volúmenes infiltrados no retornan nunca al cauce porque se trasvasan a otras cuencas, como consta que alimentan los acuíferos de la Plana de Castellón.

Siguiendo con el río Bergantes, estas elevadas pérdidas en los cuatro episodios conducen a una estimación del número de curva, siempre asociado a condiciones precedentes muy secas. Ante este hecho, cabe plantear:

- Que estas condiciones de la cuenca, a priori muy secas, sean representativas de la situación estándar y que, mediante la aplicación de este método de observación de hidrogramas reales y establecimiento del balance hídrico, se puedan obtener correcciones en los valores del número de curva de la cobertura. Por ello, es de rigor proponer este nuevo método como complementario o como un segundo paso de refinamiento de la cobertura de número de curva actualmente disponible en el Ministerio de Medio Ambiente (obtenido de la tesis de Ferrer Juliá, 2003), siendo previsible que con este método se obtengan resultados más precisos.
- También se pone de manifiesto la relevancia y la estrecha relación que, en determinadas regiones, puede existir entre las características geológicas y geomorfológicas de las cuencas, la intensidad de los procesos de infiltración y, en definitiva, los balances hídricos que se producen.

En el río Sotón se han obtenido resultados muy variables que pueden estar relacionados tanto con características previas de humedad, como con procesos de infiltración-saturación sobre las formaciones de glacia.

## 10.4 CONDICIONES HIDROLÓGICAS DEL TERRENO.

Una vez establecido el balance hídrico general, se puede deducir el estado del terreno (condiciones hidrológicas del suelo) que, tal como se ha ido exponiendo, se representa mediante el número de curva con los datos de la cobertura de la tesis de Ferrer Juliá (2003).

Partiendo del balance hídrico se puede establecer la condición de humedad antecedente en cada episodio, que será distinta a la estándar (tipo II), para lo cual se utiliza el método propuesto por Aldana (1998), descrito en el apartado 5.3., introduciendo un parámetro  $a$  que permite determinar condiciones intermedias entre las de tipo I y III. Partiendo de los valores obtenidos en cada celda, se ha realizado un análisis de su distribución cuyos resultados se dan en la tabla 10.9. También se tiene un valor medio, representativo del conjunto de la cuenca.

Tabla 10.9.- Distribución del número de curva (CN) en cada episodio calibrado con el parámetro  $a$  de Aldana (1998).

| NÚMERO DE CURVA PARA CADA ESPISODIO. |            |      |       |        |        |          |            |       |      |
|--------------------------------------|------------|------|-------|--------|--------|----------|------------|-------|------|
| EPISODIO                             |            | $a$  | Media | Máximo | Mínimo | Varianza | Desviación | Cv    |      |
| Bergantes                            |            |      |       |        |        |          |            |       |      |
| 1.1                                  | mayo       | 2003 | 0,65  | 63,21  | 41,68  | 96,49    | 200,41     | 14,16 | 0,22 |
| 1.2                                  | octubre    | 2000 | 0,50  | 57,50  | 35,47  | 95,49    | 222,36     | 14,91 | 0,26 |
| 1.3                                  | mayo       | 2002 | 0,58  | 60,76  | 38,94  | 96,09    | 211,08     | 14,53 | 0,24 |
| 1.4                                  | abril      | 2002 | 0,53  | 58,99  | 37,04  | 95,77    | 217,62     | 14,75 | 0,25 |
| Esca                                 |            |      |       |        |        |          |            |       |      |
| 2.1                                  | enero      | 2009 | 0,42  | 43,38  | 24,94  | 94,68    | 200,28     | 14,15 | 0,33 |
| 2.2                                  | febrero    | 2009 | 2,80  | 82,09  | 68,90  | 99,16    | 46,01      | 6,78  | 0,08 |
| Sotón                                |            |      |       |        |        |          |            |       |      |
| 3.1                                  | noviembre  | 2003 | 4,70  | 93,91  | 84,68  | 98,68    | 4,29       | 2,07  | 0,02 |
| 3.2                                  | septiembre | 2004 | 0,94  | 75,92  | 52,50  | 93,72    | 37,31      | 6,11  | 0,08 |
| 3.3                                  | mayo       | 2008 | 1,49  | 83,21  | 63,66  | 95,94    | 23,04      | 4,80  | 0,06 |

Se ha observado un caso excepcional, el correspondiente al episodio 1.2 de octubre de 2000 del río Bergantes, el cual no se ajusta al rango normal del modelo de número de curva  $y$ , para obtener una calibración representativa, se ha optado por considerar un coeficiente de retención inicial ( $\lambda$ , ver capítulo 5) distinto del estándar (0,20), resultando en este caso 0,02.

Como complemento, y con el fin de poder comparar los resultados obtenidos para cada episodio con los valores estándar de número de curva, a continuación se establecen, en cada cuenca, los valores para la condición de humedad antecedente (AMC) normal, es decir, tipo II.

Tabla 10.10.- Distribución del número de curva (CN) para condición de humedad antecedente normal (AMC tipo II).

| DISTRIBUCIÓN DEL NÚMERO DE CURVA ESTÁNDAR |   |       |        |        |          |            |      |
|---|---|-------|--------|--------|----------|------------|------|
| CUENCA                                    | a | Media | Mínimo | Máximo | Varianza | Desviación | Cv   |
| 1 Bergantes                               | 1 | 71,85 | 52,37  | 97,69  | 150,57   | 12,27      | 0,17 |
| 2 Esca                                    | 1 | 63,16 | 44,17  | 97,69  | 139,76   | 11,82      | 0,19 |
| 3 Sotón                                   | 1 | 77,02 | 54,04  | 94,07  | 35,26    | 5,94       | 0,08 |

En la [tabla 10.10](#) se muestran los resultados de este análisis. Como puede comprobarse, en el río Bergantes los valores obtenidos en los episodios se sitúan en torno a 60, en tanto que el valor medio de la cuenca, en condiciones normales, es de 72, diferencia que, a efectos prácticos, es muy significativa. En el río Esca los resultados no son representativos por lo ya mencionado de la intervención de procesos de deshielo. En el río Sotón, el número de curva es elevado y experimenta una variación significativa entre los episodios, lo que confirma la alta variabilidad que afecta al fenómeno de crecidas. En cambio, a diferencia de lo que ocurre en la cuenca del río Bergantes, en el río Sotón el valor medio estándar (CN=77) está dentro del rango de variación de los episodios (CN=76-94), lo que apoya los planteamientos expuestos en el apartado anterior (en el río Bergantes, el número de curva estándar puede ser menor que el que se obtiene con la cobertura).

Por último, si se quiere trabajar con el parámetro de la norma española, umbral de escorrentía ( $P_o$ ), éste y el número de curva (CN) tienen una relación directa según la fórmula:

$$CN = \frac{25.400}{254 + P_o / 0,2}$$

## 10.5 HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN EFECTIVA.

Disponiendo de hietogramas de precipitación bruta, y de un modelo de pérdidas calibrado, se pueden obtener hietogramas de precipitación efectiva que constituyen las entradas (*input*) del modelo de generación de hidrogramas. Hay que señalar que, para cada punto (celda) de la cuenca se tiene un hietograma diferente (e.g. para el río Bergantes se dispone de 10.520 hietogramas para cada episodio) y, con todos ellos, se ha generado un hietograma medio de la cuenca con la finalidad de poder tener una representación de lo que ocurre en el conjunto de la cuenca. Estos hietogramas medios, tanto de precipitación bruta como de precipitación efectiva, se dan en las figuras adjuntas correspondientes a cada episodio.

Figura 10.5.- Hietogramas de precipitación bruta y de precipitación efectiva para los episodios del río Bergantes.

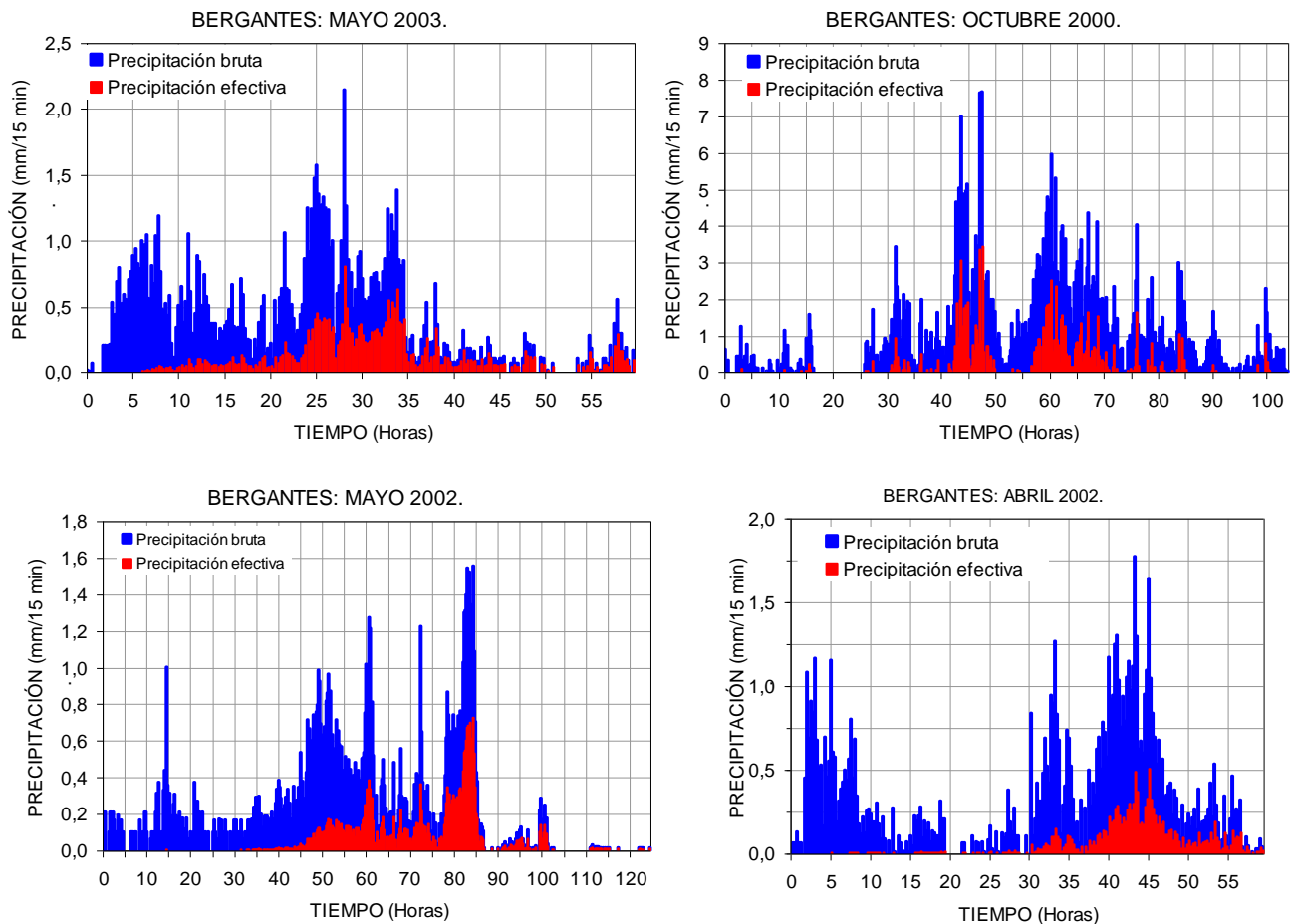


Figura 10.6.- Hietogramas de precipitación bruta y de precipitación efectiva para los episodios del río Esca.

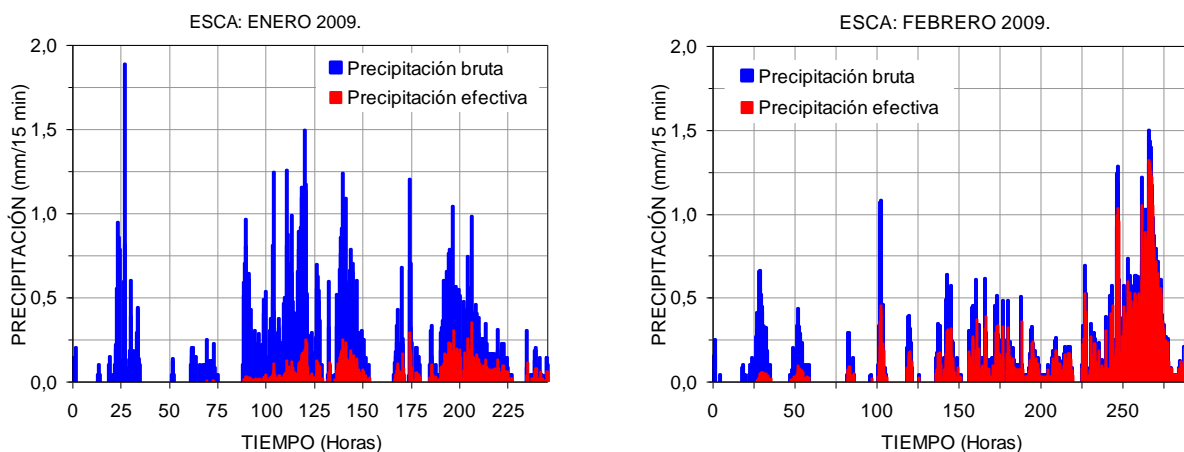
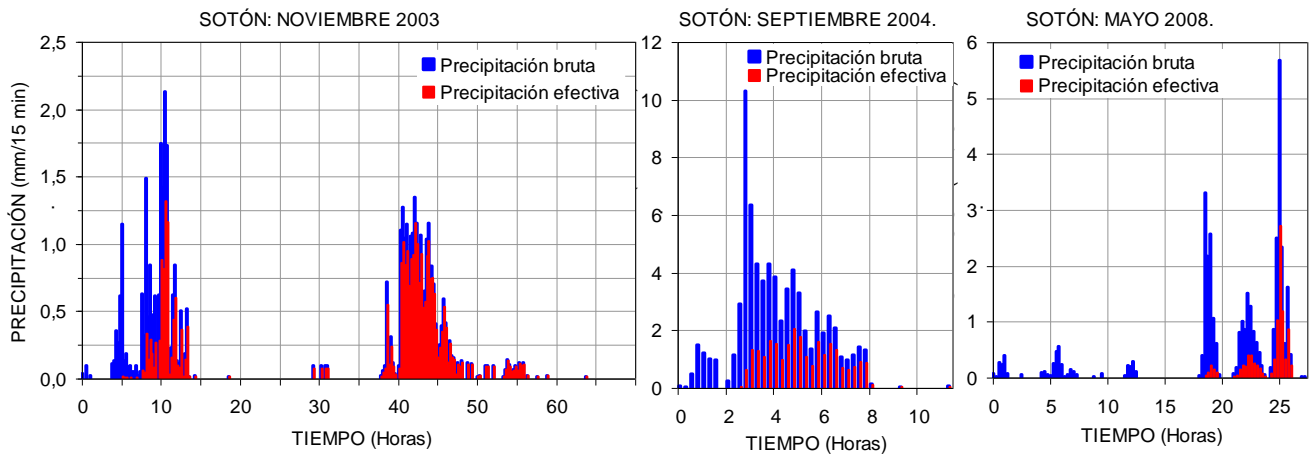


Figura 10.7.- Hietogramas de precipitación bruta y de precipitación efectiva para los episodios del río Sotón.



De estos hietogramas se pueden extraer varios comentarios. Primero que para las cuencas de los ríos Bergantes y Esca se trata de episodios de larga duración (de 3 a 12 días), y para el río Sotón hay dos episodios más cortos (de 8 y 28 horas).

Las pérdidas se producen principalmente en el primer tramo de los hietogramas, en tanto que la escorrentía superficial tiende a aumentar con el tiempo transcurrido.

En los episodios del río Bergantes, en todos los casos se tiene una proporción de precipitación efectiva muy baja, en la línea de lo que se viene comentando sobre las características geológicas de esta cuenca.

En el río Esca, para el episodio de enero de 2009 las condiciones del terreno también son muy secas, en tanto que para el episodio de febrero de 2009, las condiciones obtenidas son muy húmedas, como coincide con la realidad puesto que este episodio es continuación del anterior.

Para el río Sotón se tienen condiciones muy húmedas para el primer episodio ( $a=4,7$ ) y en el hietograma se observa la elevada proporción de precipitación efectiva, en el segundo episodio las condiciones son cercanas a las estándar y para el tercer episodio son moderadamente húmedas.



## 11 SIMULACIÓN DE HIDROGRAMAS.

### 11.1 SIMULACIÓN CON DEPÓSITOS LINEALES EN PARALELO.

Hasta aquí, todos los datos disponibles han sido elaborados con mediciones directas (precipitación efectiva, volumen de escorrentía) o bien deducidos a partir de ellas (balance hídrico), es decir, son o proceden de datos observados. A partir de ahora se trata de modelizar los episodios, de tal forma que los valores que se obtengan en la simulación se aproximen lo máximo posible a sus homólogos observados. En este último ajuste, los únicos parámetros que quedan por calibrar son los de circulación de flujo a través de las líneas de corriente.

La circulación de flujo a través de cauces se ha simulado con el método de *Muskingum-Cunge* evaluado con la fórmula de *Manning*, de modo que el pico del hidrograma simulado se aproxime en el tiempo con el pico del hidrograma observado. En otros casos (río Sotón) se ha añadido un retraso de los hidrogramas con el método del  $T_{LAG}$ , proceso que representa el tránsito en plataformas donde se dan condiciones muy acusadas de *sheet flow*, proceso descrito en el [apartado 2.7](#).

En el [capítulo 10](#), para cada episodio se definieron varios modelos de depósitos, cuyas simulaciones se reflejan en las [figuras 11.1 a 11.8](#). En estas figuras se representan los hidrogramas observados y los simulados, y se puede comprobar a simple vista el buen grado de coincidencia en cada tramo. También pueden verse los hidrogramas parciales correspondientes a cada depósito.

En general, la curva de recesión se ajusta mejor conforme transcurre el tiempo, y se observa que los depósitos más lentos van siendo más significativos conforme transcurre el tiempo, especialmente en los episodios del río Bergantes. Por ejemplo, en el primer hidrograma de la [figura 11.1](#) puede verse que a partir de 75 horas, la aportación la produce un solo depósito, el más lento.

Durante el decaimiento, la influencia de los depósitos más rápidos disminuye, más deprisa cuanto mayor es el parámetro  $\alpha$ . Por el contrario, el depósito más lento aumenta su influencia hasta ser el único que contribuye en la curva de recesión, la cual se prolongará indefinidamente hasta que se produzca una nueva lluvia.

También se puede ver el cambio en la aportación de cada depósito. Así, en los episodios de los ríos Bergantes y Esca, en el tramo de crecida de los hidrogramas, los depósitos lentos ya dan una aportación significativa, en tanto que para el río Sotón apenas tienen influencia y, a diferencia de las otras cuencas donde queda un caudal de recesión más alto, en ésta su caudal decrece rápidamente poco después de pasar el pico de la crecida.



Figura 11.1.- Hidrogramas simulados: Río Bergantes, episodio 1.1 de mayo de 2003.

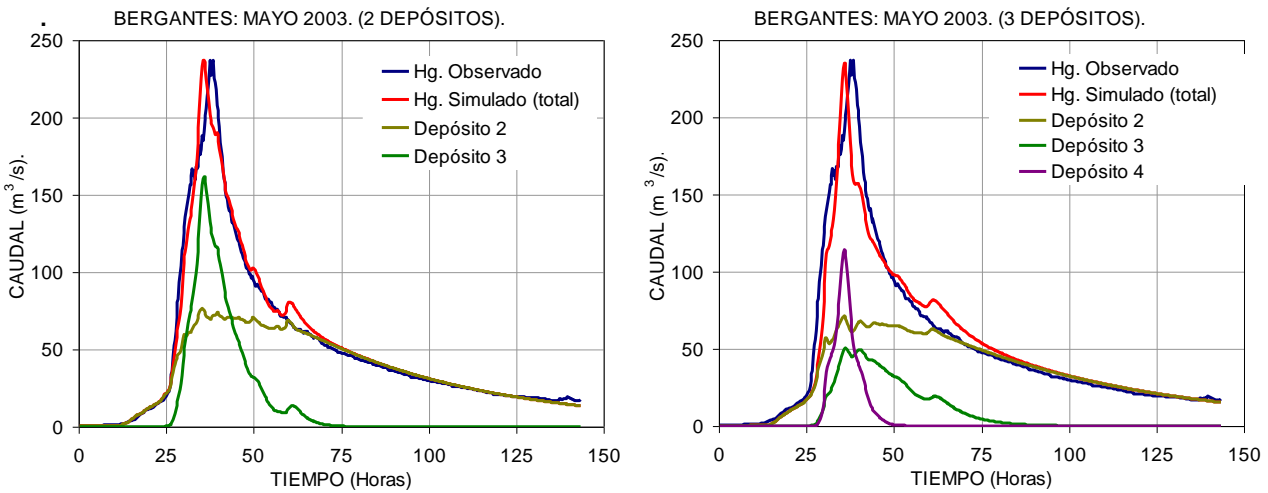


Figura 11.2.- Hidrogramas simulados: Río Bergantes, episodio 1.2 de octubre de 2000.

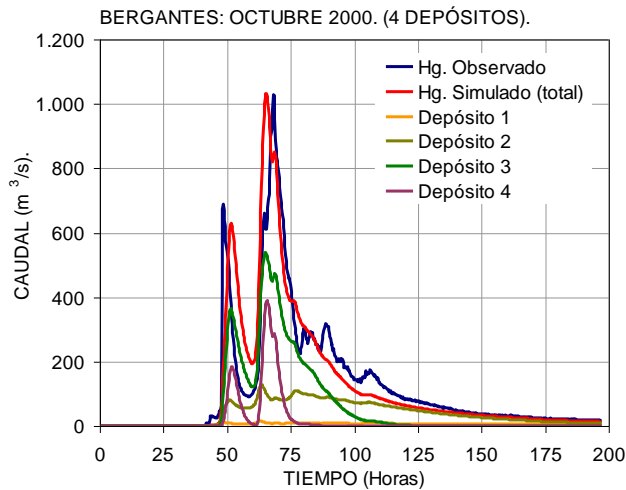


Figura 11.3.- Hidrogramas simulados: Río Bergantes, episodio 1.3 de mayo de 2002.

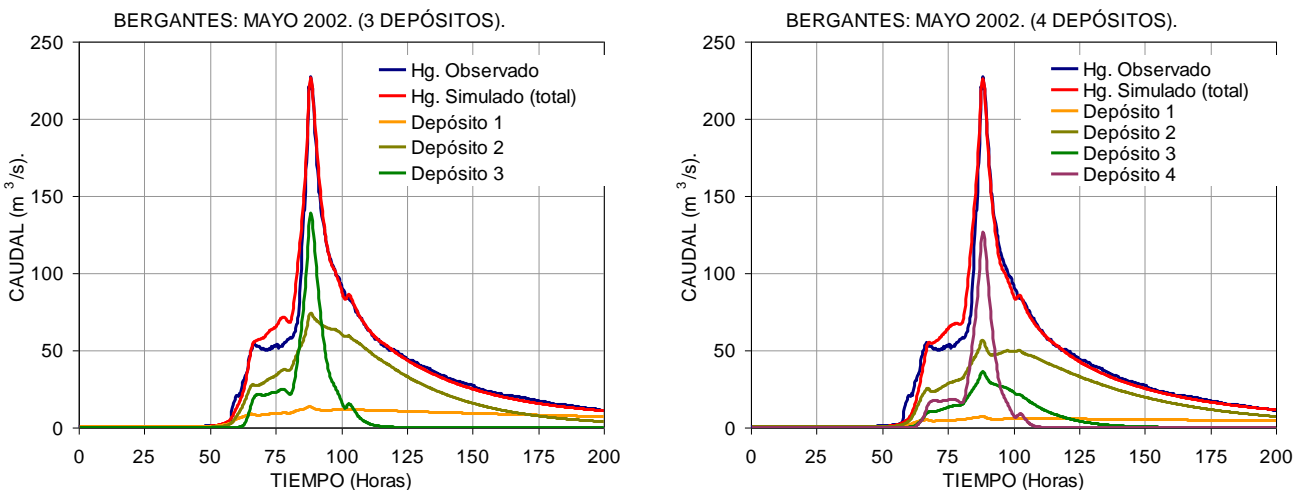


Figura 11.4.- Hidrogramas simulados: Río Bergantes, episodio 1.4 de abril de 2002.

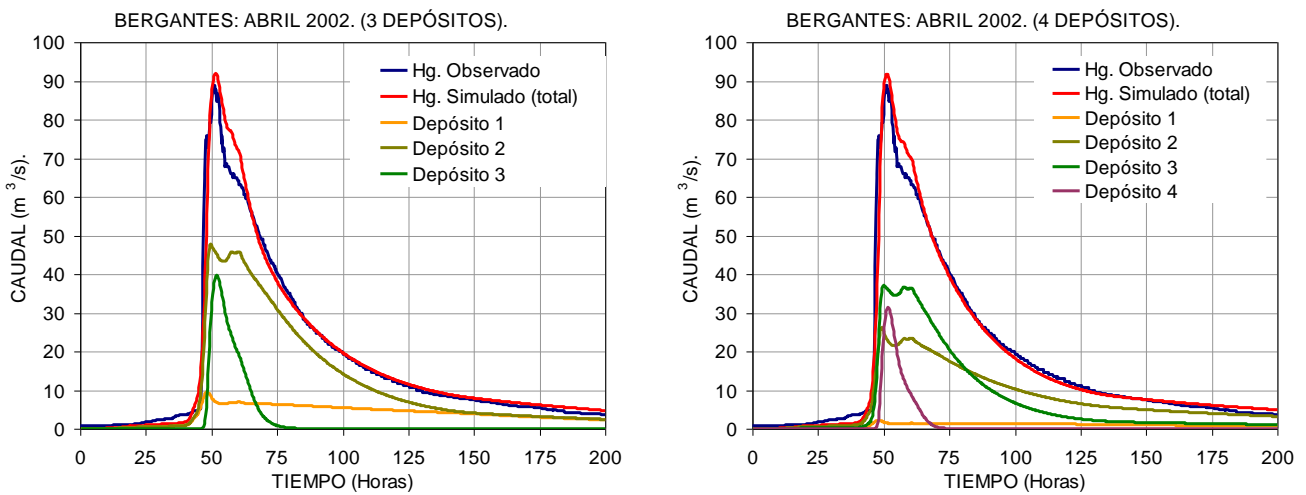


Figura 11.5.- Hidrogramas simulados: Río Esca, episodio 2.2 de febrero de 2009.

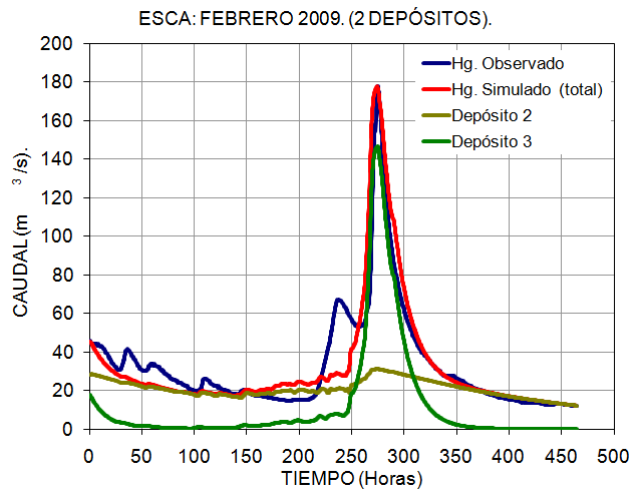


Figura 11.6.- Hidrogramas simulados: Río Sotón, episodio 3.1 de noviembre de 2003.

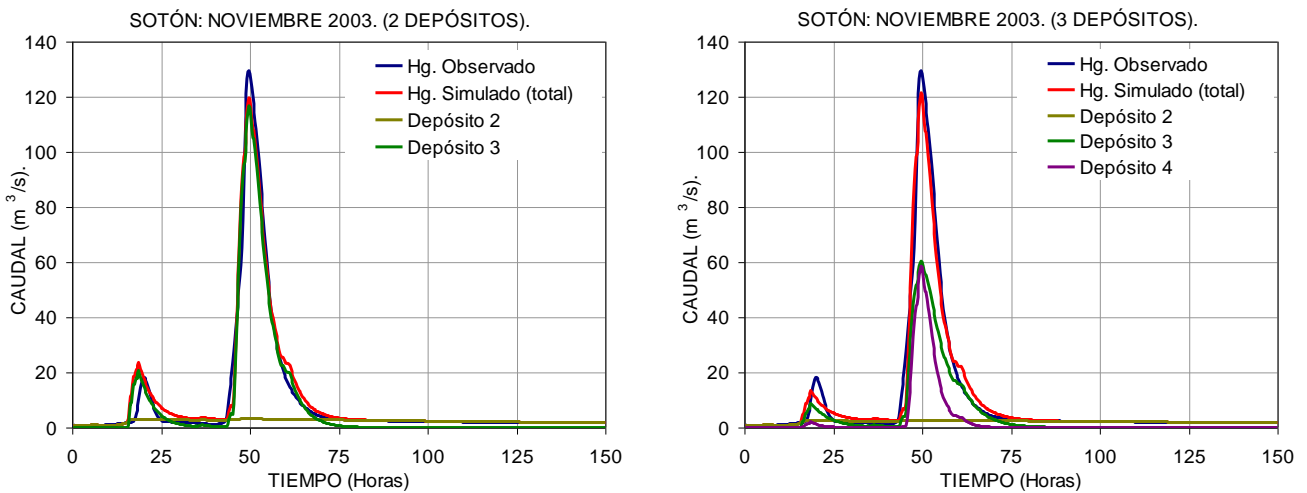


Figura 11.7.- Hidrogramas simulados: Río Sotón, episodio 3.2 de septiembre de 2004.

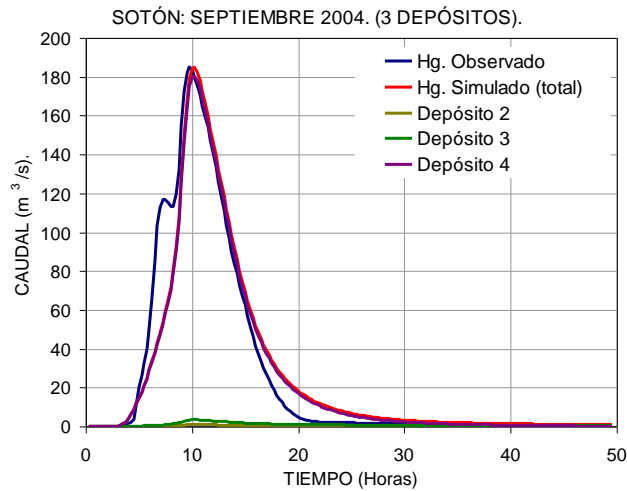
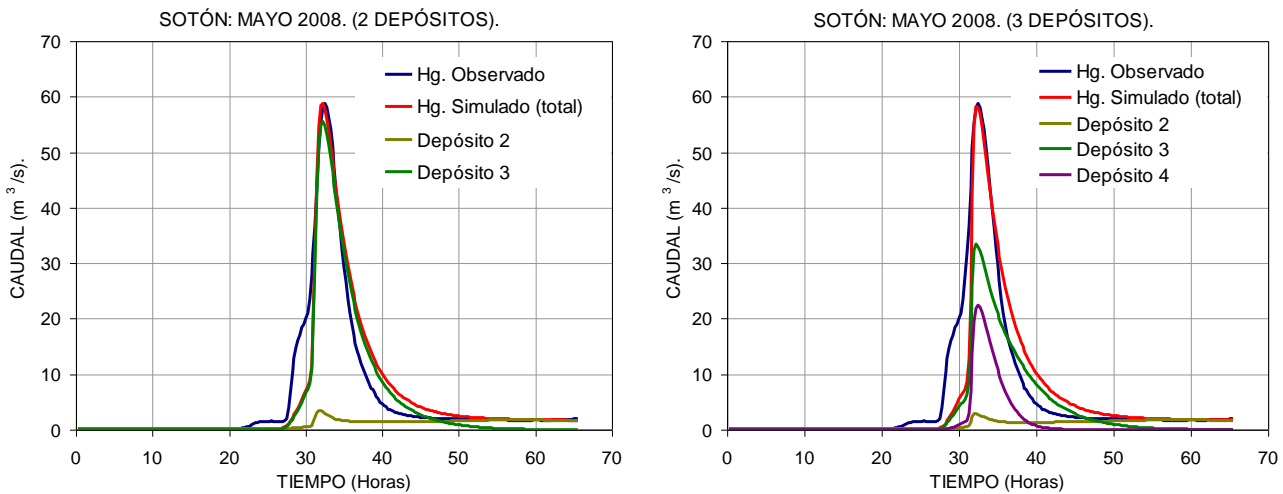


Figura 11.8.- Hidrogramas simulados: Río Sotón, episodio 3.3 de mayo de 2008.



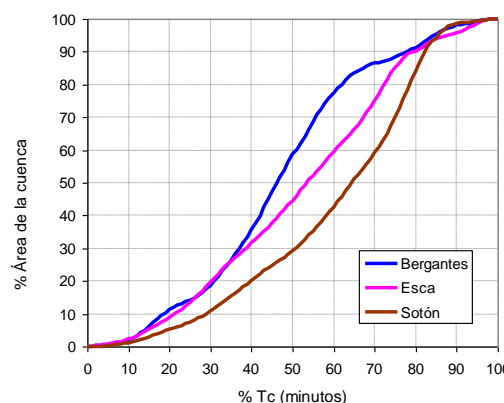
También se pone de manifiesto la apreciable influencia que ejercen los depósitos lentos en el tramo con mayor caudal, lo que significa que los flujos subsuperficiales, subterráneos y otras características de la cuenca, se acivan con relativa rapidez y producen una significativa aportación de caudal. Por ejemplo, hay casos donde, en el momento de producirse el caudal punta, un tercio del caudal procede de estos flujos.

En el episodio de febrero del río Esca (figura 11.5), en la primera parte del hidrograma real se observan una serie de oscilaciones de amplitud diaria producidas por un deshielo continuo.

En la [tabla 11.1](#) se presentan los resultados de tiempo punta y caudal punta que pueden compararse con los datos observados. Estas dos características se calibran mediante los parámetros de circulación de flujo (método Muskingum-Cunge), con los cuales es posible retardar el pico del hidrograma. Entonces, la laminación se acentúa, con lo que baja el valor del caudal pico, y por ello hay que buscar un equilibrio entre tiempo pico y caudal pico. En general, las diferencias en el valor de caudales punta son poco relevantes. En el río Bergantes, los dos primeros episodios quedan adelantados en torno a 2,5 horas, en tanto que los otros dos quedan bastante sincronizados. También, en los episodios de los otros dos ríos se ha conseguido buena sincronización.

En la [tabla 11.2](#) se presenta el *tiempo de respuesta*<sup>18</sup> y la *velocidad de respuesta*<sup>19</sup> de los hidrogramas. Es relevante ver la gran diferencia que, en la velocidad de respuesta, se da entre los ríos Bergantes y Sotón, siendo en este último la tercera parte que en aquél. Este hecho recuerda las consideraciones del [apartado 8.5](#) sobre las curvas acumulativas de las coberturas de tiempo de concentración, y la mayor importancia del *sheet flow* en la cuenca del río Sotón. Allí se vio que cuando ha transcurrido el 50% del tiempo de concentración de cada cuenca, la proporción de la cuenca que está contribuyendo en el punto de salida es, en el río Bergantes 60%, y en el río Sotón 30%, por lo que se deduce que los picos de los hidrogramas serán, proporcionalmente, más retardados en el río Sotón, como así ocurre.

Figura 8.5.1. (capítulo 8)



Finalmente, en la [tabla 11.3](#) se dan los resultados del análisis de eficiencia con los criterios establecidos en el [apartado 7.2](#). En análisis de hidrogramas, el más significativo es el índice de eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE) con el cual, en la mayoría de los casos, el índice es superior a 0,90, lo que indica un alto grado de coincidencia. Los otros índices, índice de ajuste (IOA), coeficiente de correlación de Pearson (R) y error medio cuadrático (EMC), muestran variaciones análogas en los coeficientes. Por último, el índice de proporción (%) de error absoluto del caudal punta (RAE) nos está indicando la diferencia en el valor del caudal punta (entre real y simulado), que como se puede observar es muy baja, mayoritariamente por debajo del 1% y, en el peor de los casos, es del 7%.

<sup>18</sup> El tiempo de respuesta es el transcurrido entre el centro de gravedad de la tormenta y el pico del hidrograma.

<sup>19</sup> La velocidad de respuesta es una estimación donde se ha considerado la longitud media del conjunto de cauces de la cuenca ( $Vr=Lcm/tr$ ). La longitud media de cauces (Lcm) se ha calculado a partir del modelo digital del terreno como la media de los recorridos del flujo desde cada celda hasta el punto de salida de la cuenca considerada.

Tabla 11.1.- Tiempo punta y caudal punta en los episodios observados y simulados.

| TIEMPO PUNTA Y CAUDAL PUNTA |           |           |       |                      |                                  |                      |                                  |
|-----------------------------|-----------|-----------|-------|----------------------|----------------------------------|----------------------|----------------------------------|
| RÍO                         | EPISODIO  |           | MOD.  | OBSERVADO            |                                  | SIMULADO             |                                  |
|                             |           |           |       | T <sub>p</sub> horas | Q <sub>p</sub> m <sup>3</sup> /s | T <sub>p</sub> horas | Q <sub>p</sub> m <sup>3</sup> /s |
| BERGANTES                   | 1.1       | May. 2003 | 2D    | 38,25                | 236,8                            | 36,00                | 237,2                            |
|                             |           |           | 3D    |                      |                                  | 35,75                | 235,4                            |
|                             | 1.2       | Oct. 2000 | 4D    | 68,00                | 1.030,0                          | 65,50                | 1.030,7                          |
|                             |           |           | 3D    |                      |                                  | 88,50                | 226,5                            |
| 1.3                         | May. 2002 | 4D        | 88,50 | 227,0                | 88,50                            | 226,1                |                                  |
|                             |           | 3D        |       |                      | 51,75                            | 91,9                 |                                  |
| 1.4                         | Abr. 2002 | 4D        | 51,00 | 88,9                 | 51,25                            | 91,7                 |                                  |
|                             |           | 3D        |       |                      | 51,75                            | 91,9                 |                                  |
| ESCA                        | 2.2       | Feb. 2009 | 2D    | 274,50               | 177,5                            | 274,50               | 177,7                            |
| SOTÓN                       | 3.1       | Nov. 2003 | 2D    | 49,50                | 129,4                            | 49,75                | 120,1                            |
|                             |           |           | 3D    |                      |                                  | 49,75                | 121,5                            |
|                             | 3.2       | Sep. 2004 | 3D    | 9,75                 | 185,0                            | 10,25                | 184,8                            |
|                             |           |           | 2D    |                      |                                  | 32,46                | 58,8                             |
|                             | 3.3       | May. 2008 | 3D    | 32,50                | 58,8                             | 32,46                | 58,2                             |

Tabla 11.2.- Centros de gravedad de las precipitaciones bruta y efectiva. Respuesta a la lluvia.

| RESPUESTA A LA TORMENTA |            |      |                    |                    |                           |                     |     |
|-------------------------|------------|------|--------------------|--------------------|---------------------------|---------------------|-----|
| EPISODIO                |            |      | CENTRO DE GRAVEDAD |                    | T <sub>LAG</sub><br>horas | VELOC. DE RESPUESTA |     |
|                         |            |      | BRUTA<br>horas     | EFFECTIVA<br>horas |                           | Km/h                | m/s |
| Bergantes               |            |      |                    |                    |                           |                     |     |
| 1.1                     | mayo       | 2003 | 23,41              | 31,59              | 6,66                      | 6,3                 | 1,8 |
| 1.2                     | octubre    | 2000 | 57,32              | 57,06              | 8,00                      | 5,2                 | 1,4 |
| 1.3                     | mayo       | 2002 | 57,90              | 72,07              | 8,50                      | 4,9                 | 1,4 |
| 1.4                     | abril      | 2002 | 31,66              | 43,46              | 7,54                      | 5,5                 | 1,5 |
| Esca                    |            |      |                    |                    |                           |                     |     |
| 2.2                     | febrero    | 2009 | 202,69             | 230,10             | 10,50                     | 2,2                 | 0,6 |
| Sotón                   |            |      |                    |                    |                           |                     |     |
| 3.1                     | noviembre  | 2003 | 28,28              | 34,01              | 6,50                      | 2,2                 | 0,6 |
| 3.2                     | septiembre | 2004 | 4,32               | 5,36               | 4,39                      | 3,2                 | 0,9 |
| 3.3                     | mayo       | 2008 | 20,76              | 24,40              | 8,10                      | 1,8                 | 0,5 |

Tabla 11.3.- Análisis con los criterios de eficiencia.

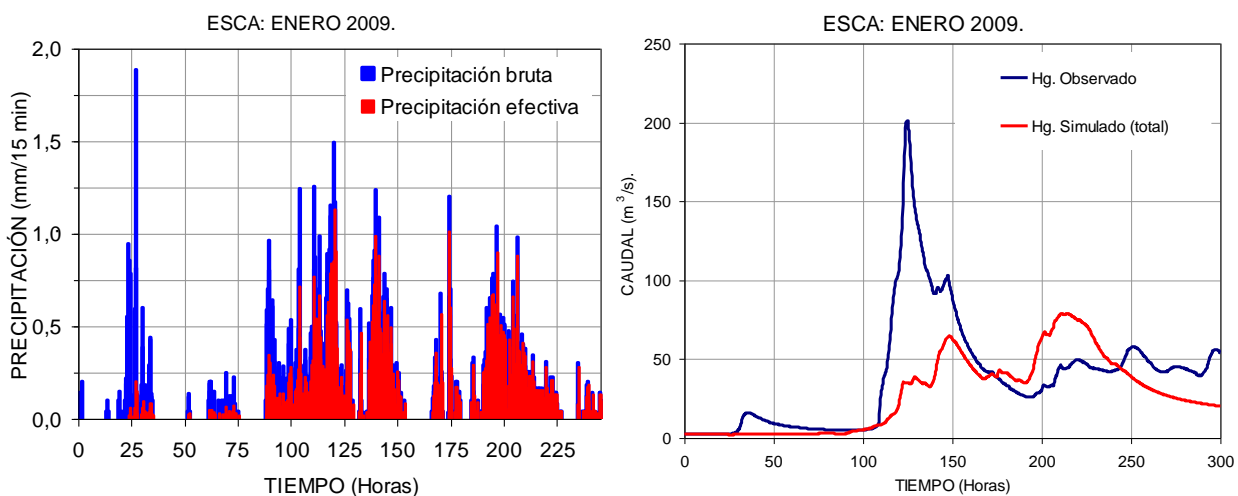
| ANÁLISIS DE EFICIENCIA |           |           |       |       |       |        |        |       |
|------------------------|-----------|-----------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|
| RÍO                    | EPISODIO  | MOD.      | NSE   | IOA   | R     | EMC    | RAE    |       |
| BERGANTES              | 1.1       | May. 2003 | 2D    | 0,974 | 0,993 | 0,987  | 8,296  | 0,292 |
|                        |           |           | 3D    | 0,930 | 0,981 | 0,966  | 13,507 | 0,478 |
|                        | 1.2       | Oct. 2000 | 4D    | 0,782 | 0,948 | 0,903  | 85,253 | 0,067 |
|                        |           |           | 3D    | 0,978 | 0,995 | 0,991  | 6,035  | 0,218 |
|                        | 1.3       | May. 2002 | 4D    | 0,970 | 0,993 | 0,986  | 6,971  | 0,385 |
|                        |           |           | 3D    | 0,978 | 0,995 | 0,990  | 3,050  | 3,402 |
| 1.4                    | Abr. 2002 | 4D        | 0,982 | 0,996 | 0,992 | 2,790  | 3,248  |       |
|                        |           | 3D        | 0,983 | 0,962 | 0,934 | 11,238 | 0,132  |       |
| ESCA                   | 2.2       | Feb. 2009 | 2D    | 0,833 | 0,962 | 0,934  | 11,238 | 0,132 |
| SOTÓN                  | 3.1       | Nov. 2003 | 2D    | 0,972 | 0,993 | 0,987  | 3,759  | 7,188 |
|                        |           |           | 3D    | 0,975 | 0,993 | 0,989  | 3,530  | 6,106 |
|                        | 3.2       | Sep. 2004 | 3D    | 0,932 | 0,981 | 0,966  | 13,035 | 0,104 |
|                        |           |           | 2D    | 0,913 | 0,978 | 0,957  | 3,520  | 0,048 |
|                        | 3.3       | May. 2008 | 3D    | 0,863 | 0,963 | 0,930  | 4,419  | 1,114 |
|                        |           |           | 3D    | 0,863 | 0,963 | 0,930  | 4,419  | 1,114 |

## 11.2 SIMULACIÓN CON FUSIÓN DE NIEVE.

El episodio 2.1 del río Esca en enero de 2009, no se ha representado en las anteriores simulaciones por presentar un notable desajuste que se debe a procesos de deshielo, que distorsionan la forma de los hidrogramas en relación a la precipitación registrada, como se muestra en la [figura 11.9](#).

En este episodio, para alcanzar el balance hídrico sin considerar el deshielo, se requieren unas condiciones hidrológicas previas muy húmedas (coeficiente  $a$  2,7 y número de curva medio 82), como se ve en la relación de los hietogramas de precipitación bruta y efectiva. Por otra parte, la coincidencia entre ambos hidrogramas es muy mala. En hidrograma el real se produce un pico en 125 horas que no se da en la simulación, en tanto que a las 220 horas, en la simulación, los valores superan a los reales. Es evidente que se dan procesos de deshielo como lo corroboran los registros térmicos.

*Figura 11.9.- Hietogramas de precipitación bruta y efectiva e hidrograma del episodio de enero de 2009 del río Esca simulado **sin considerar deshielo**.*



El deshielo supone una nueva aportación que ha de ser sumada a las entradas junto con la precipitación efectiva, y cuyo origen hay que buscarlo en un episodio anterior de precipitación en forma de nieve.

En un proceso de deshielo continuo, durante un largo periodo de tiempo donde habrá episodios con y sin precipitación, las variables que influyen son múltiples: temperatura, radiación solar, velocidad del viento (muy importante), humedad relativa (la condensación de vapor aporta gran cantidad de calor), precipitación etc.; siendo esta última, cuando ocurre con viento a temperaturas por encima de 0°C, determinante en

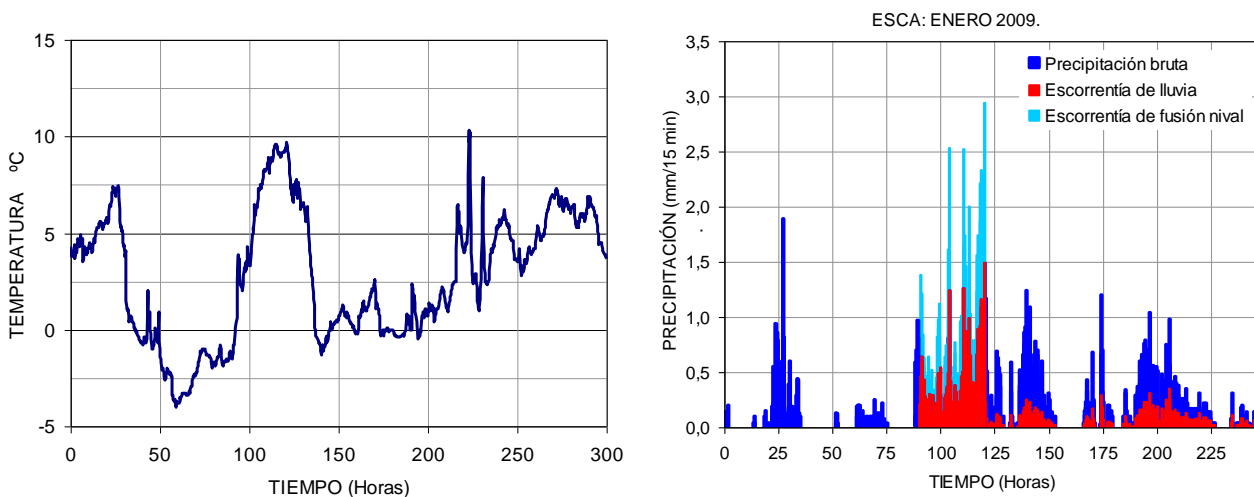
cuanto a rapidez del proceso de fusión. Por lo tanto, para eventos cortos con precipitaciones intensas, es suficiente considerar los factores de lluvia, temperatura y viento, para establecer un modelo suficientemente preciso. Para nuestros propósitos en este momento, bastará considerar un planteamiento tan básico como suponer que el volumen de fusión de nieve es linealmente proporcional a la precipitación cuando ésta ocurra a temperaturas por encima de 0°C.

Así, para una determinada parte del hidrograma que coincida con temperaturas por encima de 0°C, la precipitación efectiva como entradas al sistema de escorrentía superficial, puede sustituirse por la precipitación total más la fusión de nieve. De este modo, la ecuación de escorrentía (ecuación 6.3), queda modificada al añadir un nuevo término de recarga procedente de la fusión de nieve ( $R'$ ), y al sustituir en  $R$  la precipitación efectiva por la precipitación bruta:

$$Q_2 = Q_1 \cdot e^{-\alpha \cdot \Delta t} + (R + R') \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \Delta t}) \quad [11.1]$$

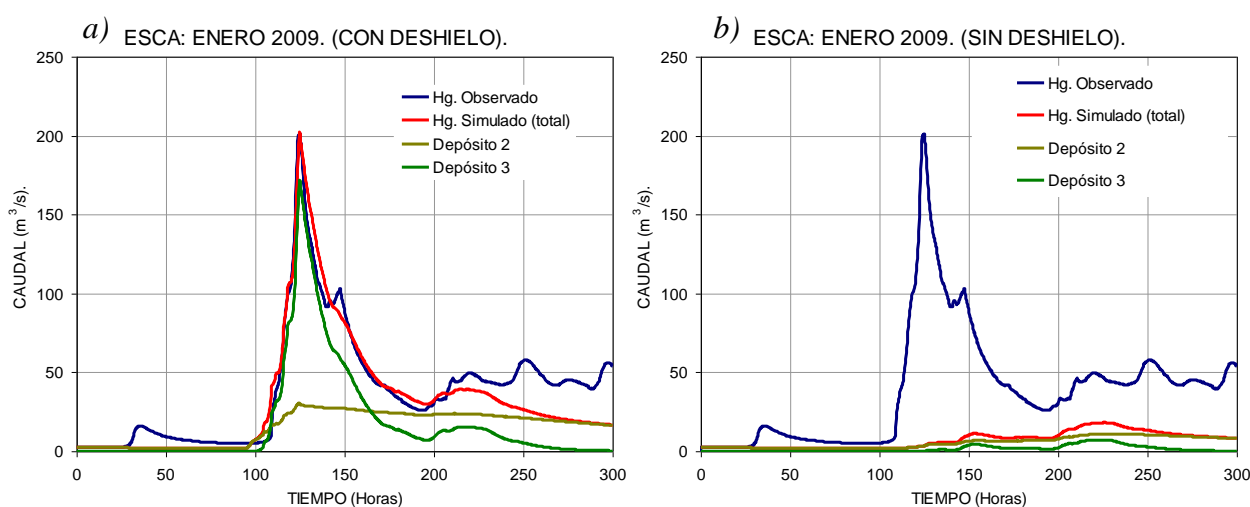
En la figura 11.10 se muestra el gráfico de temperatura en la estación de Arangoiti, situada a 1.350 msnm, donde se aprecia un ambiente gélido entre 45 y 90 horas, en tanto que entre 90 y 140 horas las temperaturas superan los 0°C llegando hasta 8°C. Este periodo coincide (con un cierto retardo debido al tiempo de respuesta del hidrograma) con la zona de crecida del hidrograma observado (crecida que no se produce en la simulación sin deshielo). Es en este tramo donde se ha tanteado la recarga por fusión de nieve, obteniéndose los resultados óptimos con un deshielo equivalente al 90% de la precipitación bruta ocurrido en el intervalo de 90 a 120 horas.

Figura 11.10.-Gráfico de temperatura en la estación de Arangoiti durante el episodio de enero de 2009, y hietogramas de precipitación bruta y efectiva procedente de la lluvia y del deshielo.



Des este modo se llega al hidrograma de la [figura 11.11](#), donde se han considerado condiciones hidrológicas previas secas (coeficiente  $a$  0,42 y número de curva promedio de 43). El hidrograma presenta unos índices de ajuste bastante buenos, calculados entre 0 y 200 horas. A partir de 200 horas, el hidrograma simulado decae de acuerdo con la curva de recesión de la cuenca, en tanto que en el hidrograma real se observan una serie de variaciones de amplitud diaria debidas al deshielo continuo, cuya modelización queda fuera de los objetivos de este trabajo.

*Figura 11.11.- Hidrograma simulado con deshielo e hidrograma sin deshielo con las mismas condiciones hidrológicas para ambos. Estación de Sigüés.*



*Tabla 11.4.- Análisis con los criterios de eficiencia para el hidrograma con deshielo.*

| ANÁLISIS DE EFICIENCIA |               |        |       |       |       |       |       |
|------------------------|---------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| RÍO                    | EPISODIO      | MOD.   | NSE   | IOA   | R     | EMC   | RAE   |
| ESCA                   | 1.1 En Sigüés | 2 dep. | 0,973 | 0,994 | 0,989 | 7,288 | 0,397 |
| ESCA                   | 1.1 En Isaba  | 2 dep. | 0,777 | 0,951 | 0,929 | 9,243 | 0,388 |

En la [tabla 11.5](#) se recalcula el balance hídrico del episodio considerando el tramo de 0 a 200 horas, donde se tienen los siguientes datos de partida:

- Precipitación bruta (B): medida en el modelo de precipitación distribuida o en el hietograma medio del episodio ([figura 11.10](#)).
- Deshielo (D): está determinado en la modelización y también puede medirse en el hietograma medio del episodio (en la [figura 11.10](#) viene como escorrentía procedente de fusión nival).
- Escorrentía total (Es): también se obtiene con la modelización (en la [figura 11.10](#) es la suma de la escorrentía de lluvia y de nieve).



Los términos a calcular mediante ecuaciones de balance hídrico son:

- Precipitación efectiva (E):  $E = E_s - D$  (en la [figura 11.10](#) viene como escorrentía procedente de lluvia).
- Pérdidas (P):  $P = B - E$ .

El volumen del hidrograma (H) se obtiene por medición en el tramo considerado (0-200 horas). El volumen de agua que queda en la cuenca justo en la coordenada 200 horas, es la diferencia entre la escorrentía total ( $E_s$ ) y el volumen del hidrograma (H) más el volumen previo al inicio del episodio.

Tabla 11.5.- Comparativo del balance hídrico (en el intervalo 0-200 horas) en las estaciones de Isaba y Sigüés.

| BALANCE HÍDRICO DEL ESCA EN ISABA Y SIGÜES |                          |                           |             |              |                   |
|--|--------------------------|---------------------------|-------------|--------------|-------------------|
|  | ISABA<br>Hm <sup>3</sup> | SIGÜÉS<br>Hm <sup>3</sup> | ISABA<br>mm | SIGÜÉS<br>mm | ISABA/SIGÜÉS<br>% |
| PRECIPITACIÓN BRUTA                        | 31,79                    | 53,14                     | 168         | 133          | 127 %             |
| ESCORRENTÍA                                | 17,90                    | 42,06                     | 95          | 105          | 90 %              |
| - PRECIPITACIÓN EFECTIVA                   | 11,47                    | 24,15                     | 61          | 60           | 101 %             |
| - DESHIELO                                 | 6,43                     | 17,91                     | 34          | 45           | 76 %              |
| PÉRDIDAS                                   | 20,32                    | 28,99                     | 107         | 72           | 148 %             |
| VOLUMEN HIDROGRAMA (*)                     | 9,80                     | 25,86                     | 52          | 65           | 80 %              |

(\*) Es el volumen medido entre 0 y 200 horas, y queda por salir de la cuenca (Sigüés)  $42,06 - 25,86 = 16,2$  más el volumen previo al inicio del episodio.

Por otra parte, se ha realizado otra simulación conservando las mismas condiciones del hidrograma con anterior, desactivando la recarga por deshielo, y se llega a un hidrograma ([figura 11.11b](#)) en el que apenas se alcanza una punta de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ , y con un volumen total de escorrentía de  $8,23 \text{ Hm}^3$ .

En la [figura 11.12](#) se muestra el hidrograma observado en la estación de Isaba situada en el interior de la cuenca, que puede compararse con el observado a la salida, en la estación de Sigüés. En el segundo gráfico está el hidrograma simulado en el punto correspondiente a esta estación de Isaba.

En la calibración del modelo de deshielo se ha tenido en cuenta la altitud promedio de cada una de las dos cuencas, así como las aportaciones en cada estación. Se ha visto que no existe una relación proporcional entre el área de cada cuenca y su aportación, lo cual es explicable porque en invierno el deshielo es mayor a menor altitud, circunstancia que tiende a invertirse hacia la primavera porque hay mayor cantidad de nieve en las zonas altas. Así, en la [figura 11.13](#) se muestra esta tendencia con

un aumento en la proporción de caudal en la estación de Isaba (altitud media de 1.331 msnm), sobre el caudal en Sigüés (altitud media de 1.145 msnm).

Figura 11.12.- Hidrogramas reales en las estaciones de Isaba y Sigüés, e hidrograma simulado en la estación de Isaba.

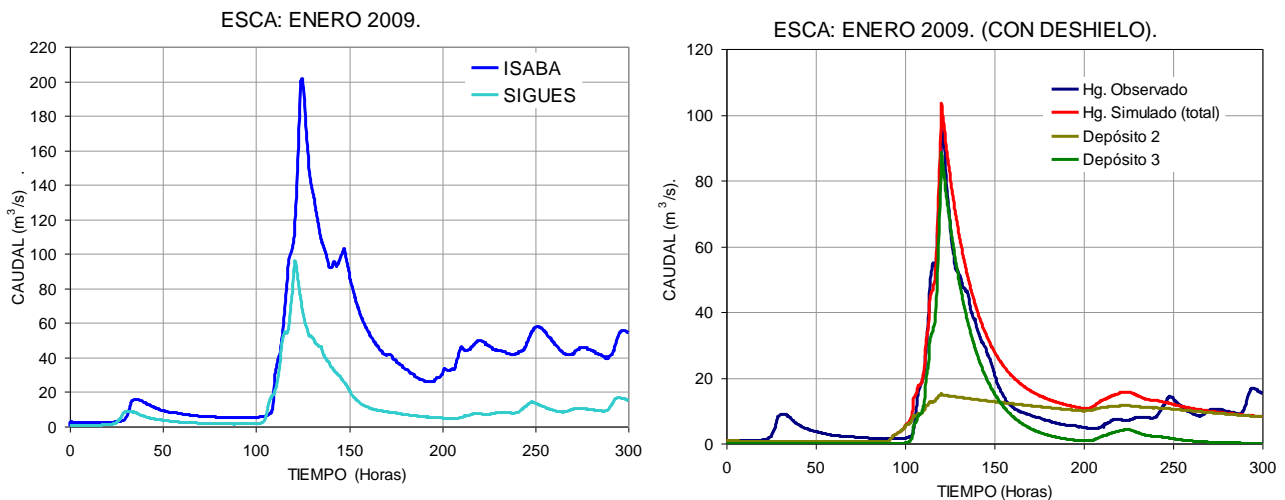
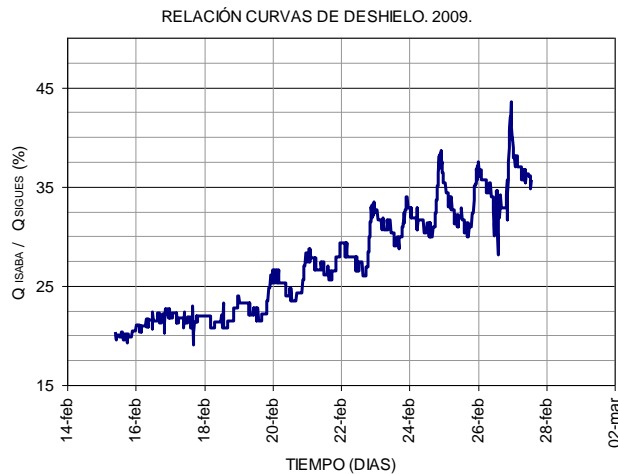


Figura 11.13.- Relación de proporcionalidad entre los caudales en Isaba y Sigüés.



Del comparativo de la [tabla 11.5](#), analizando los valores específicos (es decir,  $\text{mm} = \text{l/m}^2$ ), se desprende lo siguiente:

- A partir de datos observados: en Isaba se produce mayor proporción de precipitación pero menor volumen de salida (considerar que volumen de salida=volumen de los hidrogramas).
- Como datos desprendidos de la simulación: en Isaba (con mayor altitud media de cuenca), se ve menor deshielo y mayores pérdidas.

### 11.3 SIMULACIÓN CON OTROS MODELOS.

En este apartado se presentan simulaciones de hidrogramas con otros modelos con el fin de poder contrastar los resultados. Se presentan tres grupos:

- **Modelo de embalse no lineal:** La base teórica de este modelo se expone en los apartados 6.3 y 6.4.2. A partir de varias curvas de recesión del río Bergantes se ha definido una función polinómica  $\alpha(q)$ :

$$\alpha(q) = 3,5 \cdot 10^{-6} + 70 q + 4 \cdot 10^8 q^2$$

- **Modelo de circulación de flujos:** Este modelo se basa en la generación de hidrogramas mediante la aplicación exclusiva de métodos de circulación de flujo a través de las líneas de corriente del modelo digital del terreno. El principio en que se apoya este modelo es que cuando el tamaño de las cuencas elementales es muy pequeño, el hidrograma de salida de las mismas tiende a ser equivalente al hidrograma de entrada (hidrograma de precipitación efectiva transformado directamente a unidades de caudal) y, a partir de aquí comienza la laminación de hidrogramas según el tránsito por las líneas de flujo. El modelo es sensible al tamaño elegido de las cuencas elementales, por lo cual en sus parámetros de ajuste hay una dependencia del tamaño de las celdas o subcuencas. El método empleado es el mismo que se viene utilizando, de *Muskingum-Cunge*.
- **Hidrograma unitario del SCS:** Se ha querido introducir un modelo estándar, de aplicación genérica con el fin de poder comparar los resultados. Este modelo se ha aplicado como cuenca completa (sin subdivisión de cuencas). Cuando se realiza subdivisión de cuencas, y cuando son suficientemente pequeñas, el modelo tiende a coincidir con el modelo de circulación de flujos.

Por razones de simplificación, estos modelos se han aplicado solamente en cuatro episodios, dos del río Bergantes y dos del río Sotón. En las figuras 11.14 a 11.16 se muestran los gráficos de los hidrogramas, y los resultados del análisis de eficiencia se dan en la tabla 11.6. En todos ellos, para las condiciones de balance hídrico se han conservado las deducidas en el proceso de calibración de depósitos lineales.

En el **modelo de embalse no lineal**, únicamente aplicado a la cuenca del río Bergantes (figura 11.14), puede observarse que presenta un buen ajuste, especialmente en la curva de recesión donde mejora a otros modelos.

Con los **modelos de circulación de flujos** (figura 11.15) se consiguen resultados menos ajustados. No obstante, para lluvias de menor duración con el aguacero concentrado en un corto periodo de tiempo, como puede ser el episodio de septiembre de 2004 del río Sotón, los resultados son muy precisos, lo que corrobora el planteamiento de validez general, ya que los eventos simulados a partir de lluvias sintéti-

cas asociadas a periodos de retorno son de este tipo, un episodio de lluvia intensa concentrada en un único periodo de tiempo

Otra característica positiva de este modelo es su simplicidad de manejo ya que los parámetros a ajustar son muy pocos, pudiendo ser un único parámetro (número de Manning).

En el **modelo del hidrograma unitario sintético del SCS** aplicado como cuenca única, lógicamente las simulaciones presentan mayor desviación con el hidrograma real, pero este modelo se ha querido tener en cuenta para establecer comparaciones. No obstante, este modelo puede ser aplicado con subdivisión de cuencas más circulación de flujo, siendo el modelo muy sensible al grado de subdivisión, y se tiende a obtener los mismos resultados que con el modelo de circulación de flujos exclusivo, a medida que las subcuencas en que se divide la cuenca principal se van haciendo menores, llegando al extremo de que los resultados son los mismos. En tal caso se puede prescindir de la complejidad del procedimiento de convolución en el cálculo del hidrograma.

En conclusión, cuando se dispone de modelos digitales del terreno donde se puede realizar una subdivisión de cuencas tan pequeñas como se quiera, hasta el tamaño de celda, puede utilizarse directamente el modelo de circulación de flujos.

También hay que señalar que los modelos de depósito han sido combinados con modelos de circulación de flujos, es decir, cada celda del modelo digital<sup>20</sup> representa una combinación de depósitos (la establecida de 2 a 4 depósitos) donde entra una secuencia de precipitación efectiva. Los depósitos generan un hidrograma de salida de la celda que se suma al hidrograma de la línea de flujo inmediata. El hidrograma de la línea de flujo circula y se lamina, y a él se van sumando otros hidrogramas que provienen de celdas contiguas o de flujos tributarios. Conforme se avanza hacia el punto de desagüe de la cuenca, los hidrogramas van aumentando de volumen por esas aportaciones laterales.

---

<sup>20</sup> En lugar de una única celda, pueden considerarse un número reducido de celdas de tal forma que no afecte de forma sensible a los resultados del modelo y con ello se reduce eficazmente el número de operaciones de cálculo.

Figura 11.14.- Hidrogramas con modelos de embalse no lineal.

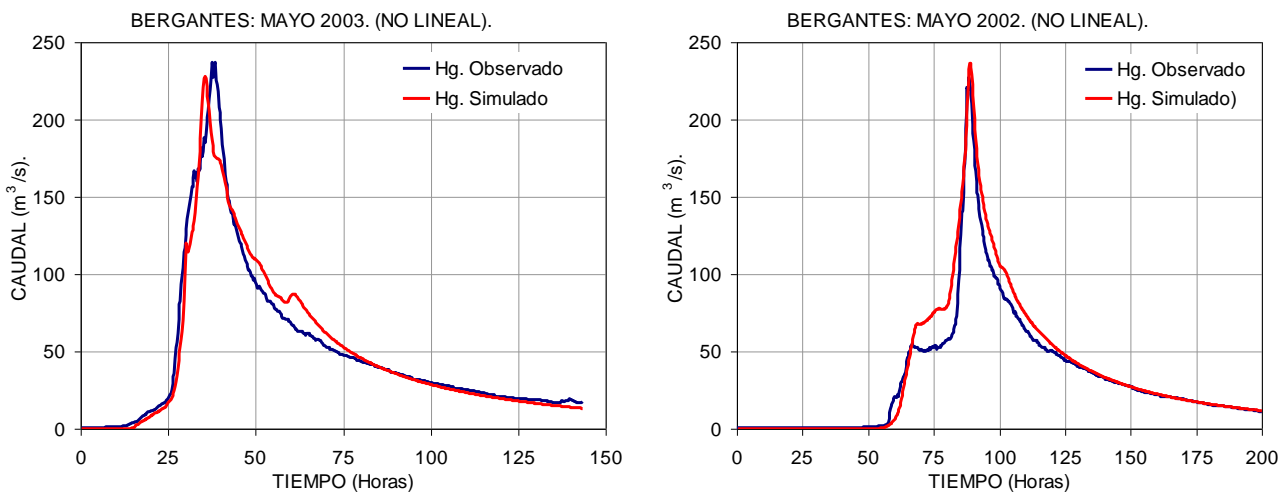


Figura 11.15.- Hidrogramas con modelos de circulación de flujos.

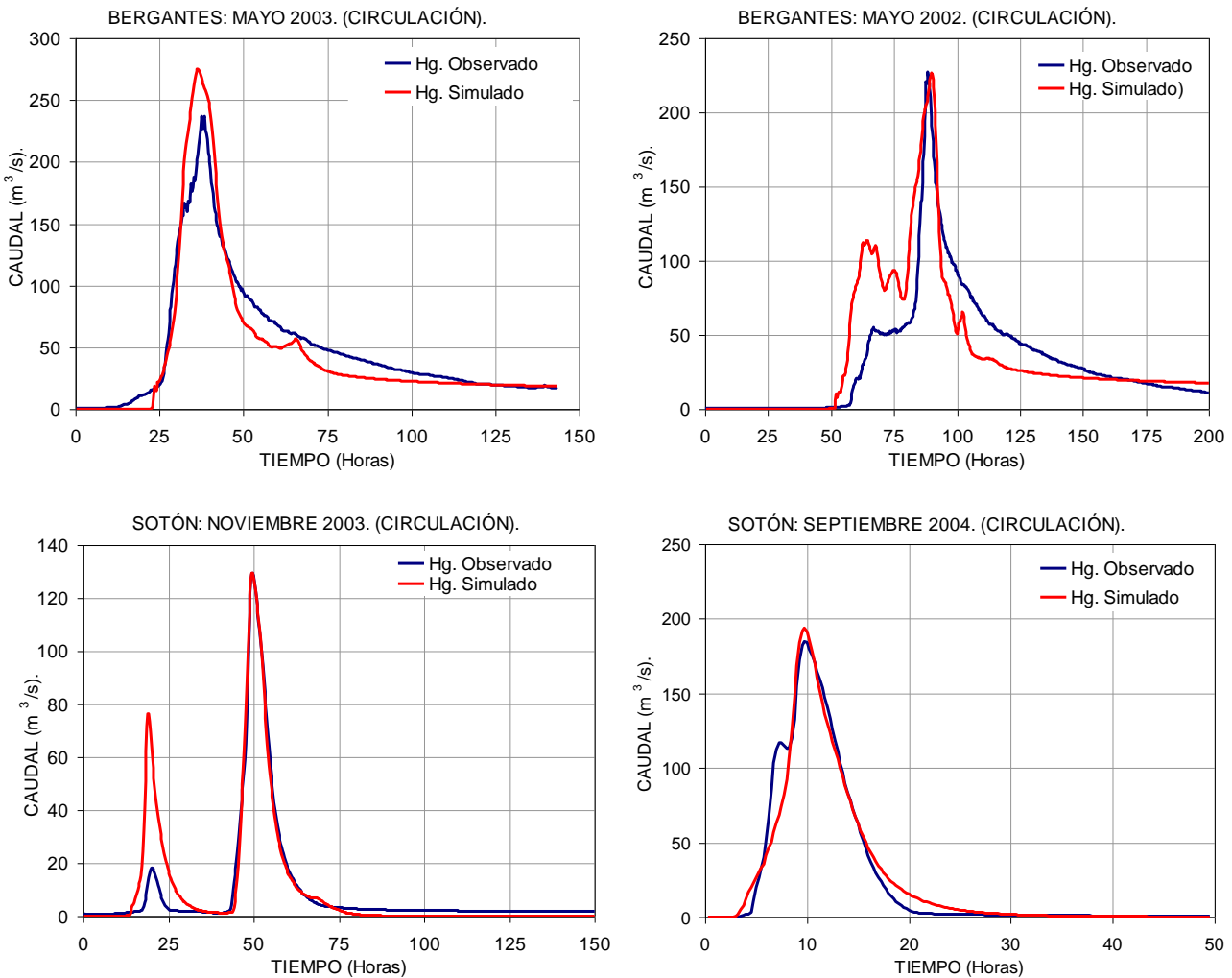


Figura 11.16.- Hidrogramas de cuenca única con el hidrograma unitario del SCS.

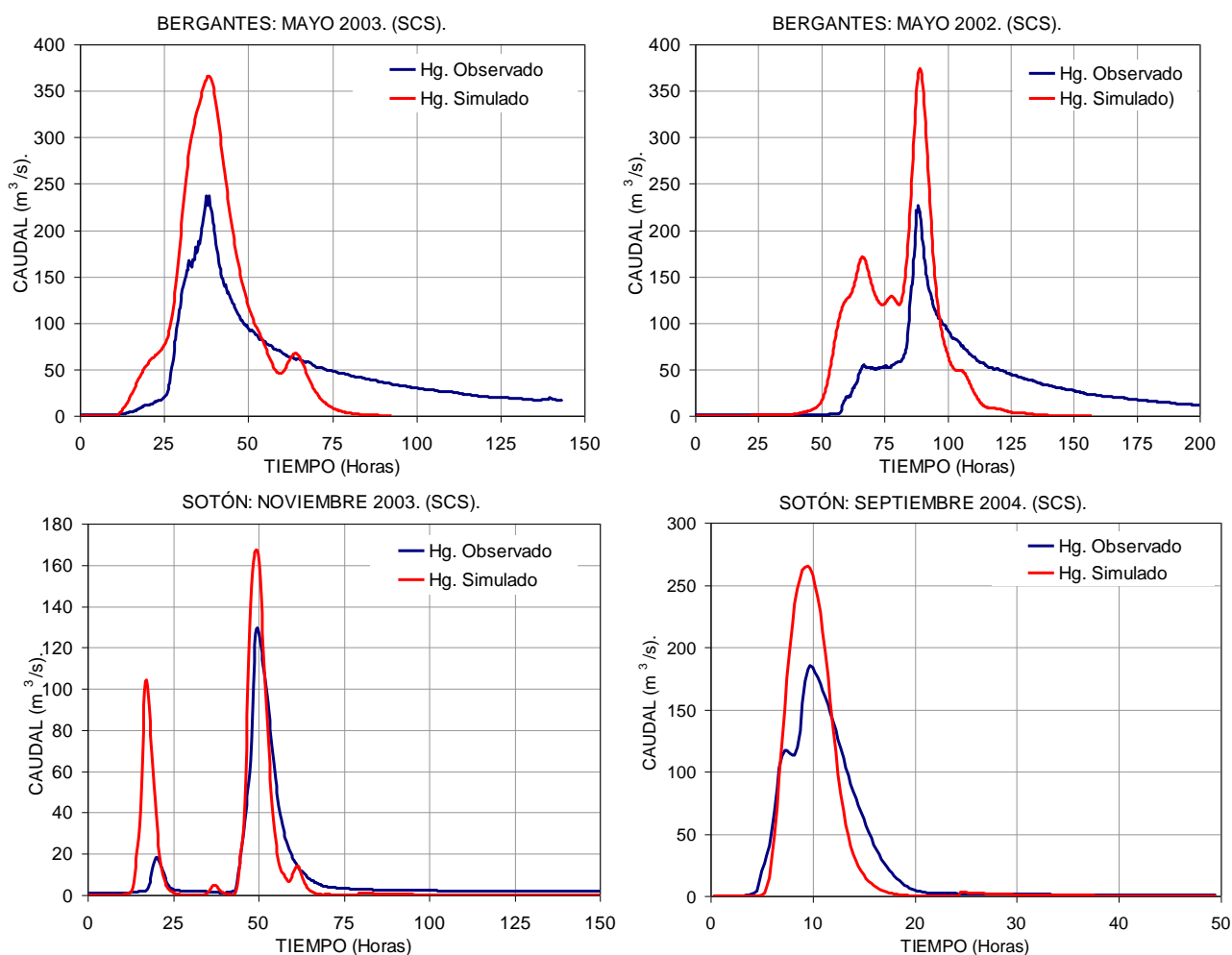


Tabla 11.6.- Análisis con los criterios de eficiencia para modelos de embalse no lineal (ENL), modelo de circulación de flujos (Routing) e hidrograma unitario del SCS.

| ANÁLISIS DE EFICIENCIA CON OTROS MODELOS |              |         |             |                         |        |       |       |        |        |
|--|--------------|---------|-------------|-------------------------|--------|-------|-------|--------|--------|
| RÍO                                      | EPISODIO     | MODELO  | Tp<br>horas | Qp<br>m <sup>3</sup> /s | NSE    | IOA   | R     | EMC    | RAE    |
| BERGANTES                                | 1.1 May.2003 | ENL     | 35,75       | 228,2                   | 0,950  | 0,987 | 0,975 | 11,377 | 3,653  |
|  |              | Routing |             | 274,9                   | 0,877  | 0,975 | 0,969 | 17,849 | 16,107 |
|  |              | SCS     | 38,25       | 365,9                   | -0,085 | 0,864 | 0,933 | 60,768 | 54,509 |
|  | 1.3 May.2002 | ENL     | 89,00       | 236,6                   | 0,938  | 0,987 | 0,988 | 10,037 | 4,240  |
|  |              | Routing | 90,25       | 226,3                   | 0,611  | 0,911 | 0,843 | 25,176 | 0,292  |
|  |              | SCS     | 89,75       | 373,9                   | -0,646 | 0,791 | 0,789 | 56,796 | 64,693 |
| SOTÓN                                    | 3.1 Nov.2003 | Routing | 50,00       | 129,3                   | 0,850  | 0,965 | 0,935 | 7,992  | 0,087  |
|  |              | SCS     | 50,00       | 167,4                   | 0,386  | 0,884 | 0,829 | 23,076 | 29,315 |
|  | 3.2 Sep.2004 | Routing | 9,75        | 193,7                   | 0,966  | 0,991 | 0,983 | 9,242  | 4,712  |
|  |              | SCS     | 9,75        | 265,0                   | 0,547  | 0,923 | 0,920 | 40,744 | 43,252 |

## 11.4 ESTABLECIMIENTO DE MODELOS GENÉRICOS.

En este apartado se establecen diversos parámetros de modelos de generación de hidrogramas para uso generalizado en simulaciones de eventos. Se comienza por definir modelos para dos de las cuencas estudiadas, Bergantes y Sotón (en el caso del Esca no se definen modelos genéricos porque los episodios estudiados están influenciados por procesos de deshielo, y sólo se estableció un único modelo a partir de la curva de recesión del episodio de febrero de 2009) y, finalmente, se establecerán modelos generales aplicables a cualquier cuenca.

Hay que remarcar el tipo de uso y el grado de precisión de cada categoría de modelos según hayan sido establecidos para un evento, para una cuenca o para un conjunto de cuencas. Establecemos tres categorías:

- *Modelos de episodio*: Son los que se han utilizado hasta ahora. Sus parámetros han sido calibrados para cada evento, requieren plantear con precisión el balance hídrico del episodio y los resultados son los mejor aproximados. Son entonces, aplicables a un episodio concreto. El principal utilizado es el modelo de depósitos lineales en paralelo combinado con el de circulación en cauces (DLP+CF).
- *Modelos de cuenca*: Estos modelos que se establecen a continuación partiendo de los resultados de los eventos estudiados, serán aplicables para otros eventos dentro de la misma cuenca, sin que se realice la calibración de los parámetros de depósito, pero sí de otros parámetros como los dependientes del balance hídrico. También serán aplicables en eventos simulados sin necesidad de ninguna calibración, ya que en éstos, se elegirán unas determinadas condiciones del terreno estándar que darán un determinado balance hídrico no establecido previamente. Lógicamente, en la simulación de eventos reales, su grado de precisión será menor que el de los primeros.
- *Modelos globales*: Serán modelos aplicables a cualquier cuenca y su grado de confiabilidad será el menor de las tres categorías. Son de este tipo modelos convencionales como el del hidrograma unitario del SCS y el modelo de circulación de flujos exclusivo (CF).

Por otra parte, e independientemente de la categoría del modelo de generación de hidrogramas, hay que remarcar otras características relevantes que en este trabajo se están utilizando de forma generalizada para todas las simulaciones y que no forman parte de la metodología clásica, como la de modelos distribuidos, especialmente en lo referente a las condiciones hidrológicas del terreno y a la distribución pormenorizada de la pluviometría, tanto la real como la simulada, que de por sí suponen importantes mejoras en los métodos de simulación.

### 11.4.1 MODELOS DE CUENCA.

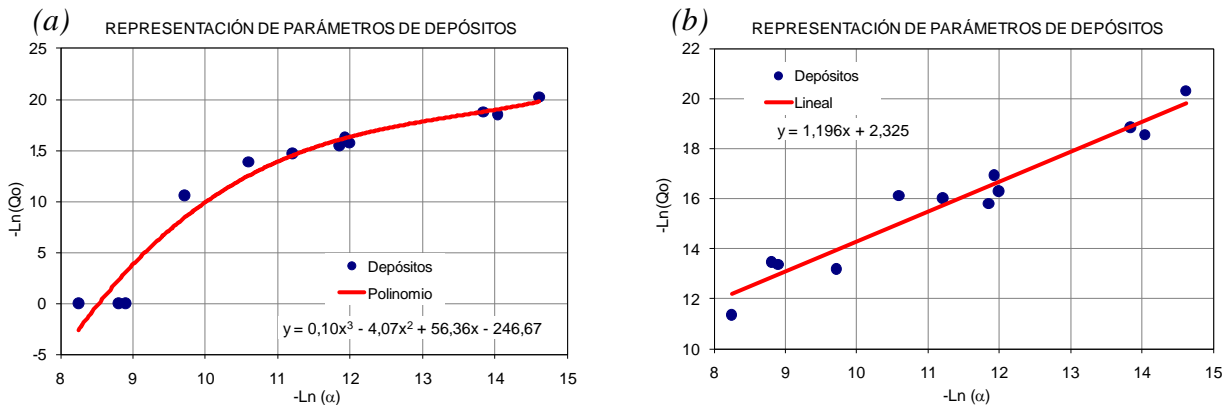
Para establecer modelos genéricos se han escogido aquellos con mayor número de depósitos porque son los más representativos para una amplia gama de caudales.

#### 11.4.1.1 CUENCA DEL RÍO BERGANTES.

El primer modelo de cuenca se hace para el río Bergantes partiendo de los parámetros de cuatro depósitos de la [tabla 10.1](#). Para establecer un modelo de depósitos aplicable de forma generalizada a esta cuenca, hay que estudiar la relación existente entre los parámetros  $Q_o$  y  $\alpha$ .

En el gráfico [11.17.a](#) están representados los logaritmos de los parámetros de modelos de cuatro depósitos de los episodios 1.2, 1.3 y 1.4. El episodio 1.1 de mayo de 2003 no interviene en este ajuste, de tal forma que al aplicar el modelo de cuenca en este episodio, será un elemento de control. En la gráfica se observa que la distribución de los parámetros puede ajustarse a un polinomio.

Figura 11.17.- Dos representaciones de parámetros de cuatro depósitos lineales  $Q_{oi}$  y  $\alpha_i$  de los episodios 2, 3 y 4 del Bergantes. Según se toma el tiempo de referencia inicial ( $t_0$ ), al que corresponden distintos valores  $Q_{oi}$  mediante la [ecuación 6.14](#), pueden ajustarse a una recta.



De acuerdo con la [ecuación 6.14](#), si se cambia el tiempo de referencia inicial  $t_0$  ( $t'_0 = t_0 + \Delta t$ ), se pueden obtener un conjunto de valores  $Q'_{oi}$  diferentes a los originales, en tanto que los parámetros  $\alpha_i$  se mantienen invariables. Estos cambios no afectan al comportamiento hidrodinámico ni a los resultados del modelo de depósitos. Al realizar este cambio de parámetros  $Q_{oi}$ , el polinomio de ajuste se puede convertir en una recta, y de esta forma se facilita el posterior ajuste de los depósitos.

En el gráfico [11.17.b](#) se llega a una disposición tal que los depósitos están alineados según una recta representativa de todos los episodios. A continuación se puede situar un número determinado de depósitos sobre la recta, constituyendo un modelo genérico de esta cuenca para otros episodios. La recta en cuestión está definida como sigue:

$$Y = a + b X \quad [11.1]$$

$$X = -Ln(\alpha) \quad ; \quad Y = -Ln(Q_o) \quad ; \quad a \text{ y } b: \text{ parámetros de la recta.}$$



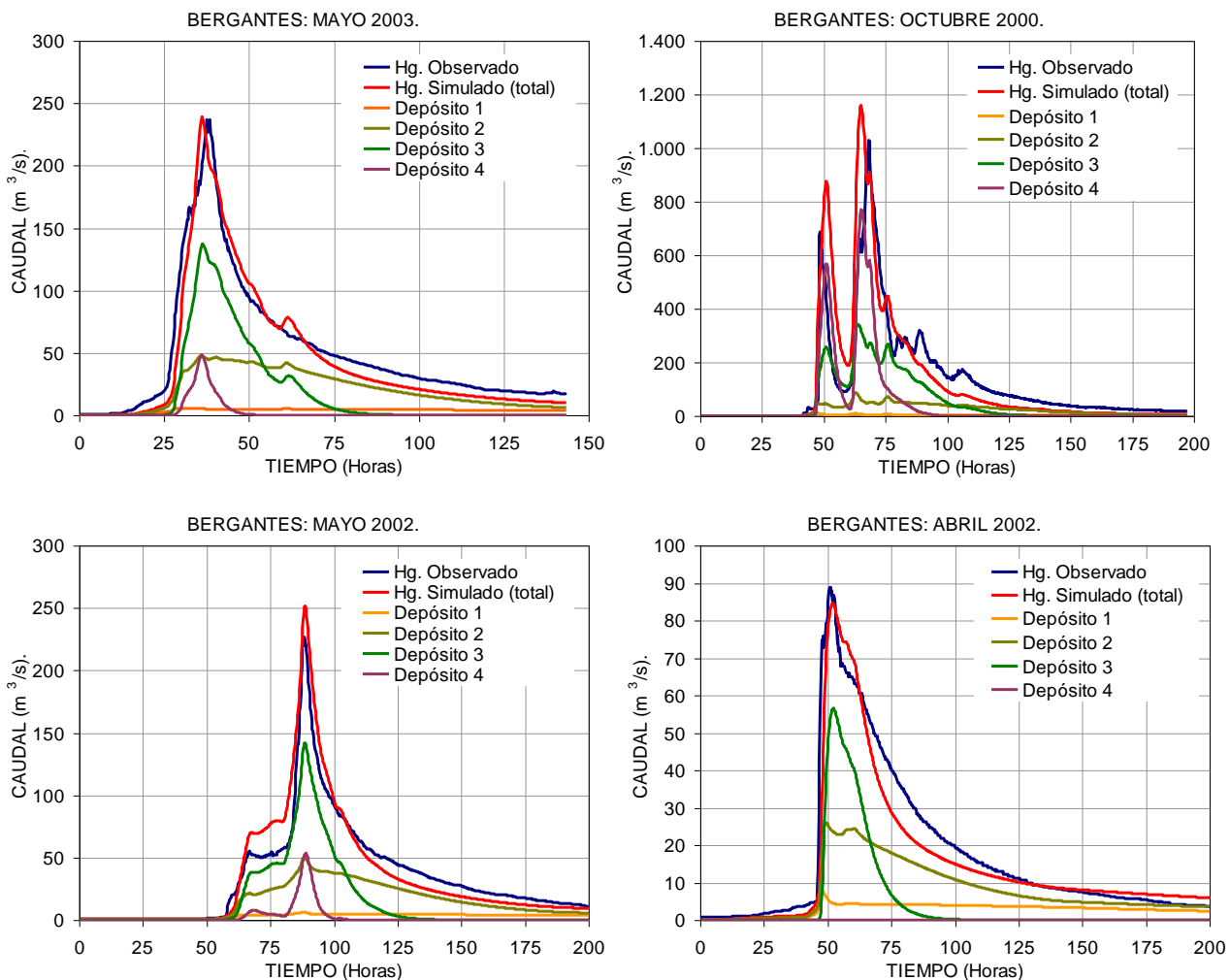
Con esta distribución de parámetros de depósitos, en la simulación de otros episodios pueden modificarse ligeramente los parámetros  $a$  o  $b$  de la recta para obtener parámetros de depósito que optimicen los resultados de las simulaciones. En la [tabla 11.7](#) se dan los parámetros genéricos para la cuenca del río Bergantes.

*Tabla 11.7.- Parámetros del modelo de cuenca de cuatro depósitos lineales, para el río Bergantes, en simulación de eventos extraordinarios.*

| PARÁMETROS DE LA CUENCA DEL RÍO BERGANTES |           |           |           |           |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
|   | DEPÓSITO  |           |           |           |
|   | 1         | 2         | 3         | 4         |
| $\alpha \rightarrow$                      | 8,28 E-07 | 6,95 E-06 | 4,46 E-05 | 1,98 E-04 |
| $q_0 \rightarrow$                         | 5,18 E-09 | 6,60 E-08 | 6,11 E-07 | 3,62 E-06 |

En la [figura 11.18](#) se muestran los hidrogramas calculados con estos parámetros y en [la tabla 11.8](#) se muestran los resultados del análisis de eficiencia, los cuales no difieren excesivamente de los resultados obtenidos con los modelos de evento.

*Figura 11.18.- Hidrogramas simulados en el Bergantes con los parámetros de cuenca.*



Hay que hacer notar para el episodio núm.1 de mayo de 2003 que actúa como elemento de control, que tanto en la gráfica como en los resultados de confiabilidad, la simulación es suficientemente próxima al hidrograma real.

Tabla 11.8.- Análisis de eficiencia en el Bergantes con los parámetros de cuenca.

| ANÁLISIS DE EFICIENCIA RÍO BERGANTES. |       |       |       |         |        |
|---------------------------------------|-------|-------|-------|---------|--------|
| EPISODIO                              | NSE   | IOA   | R     | EMC     | RAE    |
| 1.1 mayo 2003                         | 0,943 | 0,986 | 0,979 | 12,216  | 0,988  |
| 1.2 octubre 2000                      | 0,655 | 0,929 | 0,892 | 107,179 | 12,517 |
| 1.3 mayo 2002                         | 0,909 | 0,981 | 0,977 | 12,138  | 10,796 |
| 1.4 abril 2002                        | 0,933 | 0,981 | 0,975 | 5,374   | 11,855 |

Hay que añadir que el modelo de embalse no lineal descrito en el apartado 11.3 de simulación con otros modelos, es también un modelo genérico para esta cuenca, y por tanto se puede enmarcar en este apartado como modelo de cuenca.

#### 11.4.1.2 CUENCA DEL RÍO SOTÓN.

Con el río Sotón se adoptan modelos de tres depósitos para establecer el modelo genérico. De este modo, en la figura 11.19 se representan los parámetros de los tres episodios junto con el modelo genérico adoptado para esta cuenca, y en la tabla 11.9 se dan los valores numéricos de estos parámetros de depósitos.

Figura 11.19.- Representación de los parámetros de tres depósitos lineales  $Q_{0i}$  y  $\alpha_i$  de los episodios del río Sotón junto con el modelo genérico establecido para su cuenca.

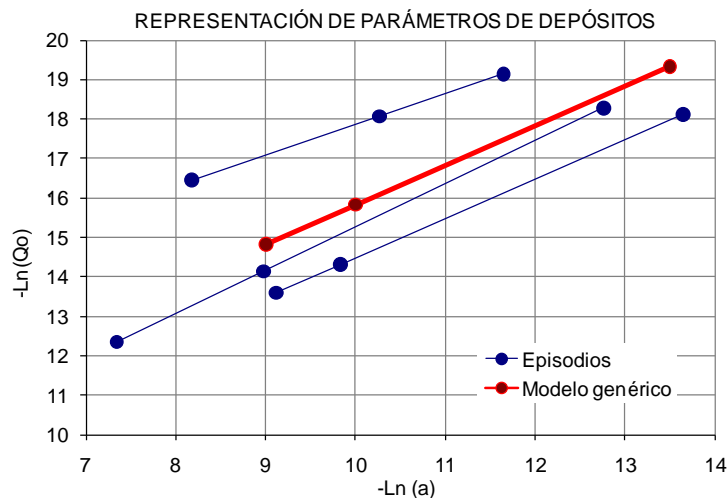


Tabla 11.9.- Parámetros genéricos de modelo de generación de hidrogramas de tres depósitos lineales, para la cuenca del río Sotón.

| PARÁMETROS DE LA CUENCA DEL RÍO SOTÓN |           |           |           |
|---------------------------------------|-----------|-----------|-----------|
|                                       | DEPÓSITO  |           |           |
|                                       | 2         | 3         | 4         |
| $\alpha \rightarrow$                  | 1,37 E-06 | 4,54 E-05 | 1,23 E-04 |
| $q_0 \rightarrow$                     | 4,07 E-09 | 1,33 E-07 | 3,62 E-07 |

Figura 11.20.- Hidrogramas simulados en el río Sotón con los parámetros de cuenca.

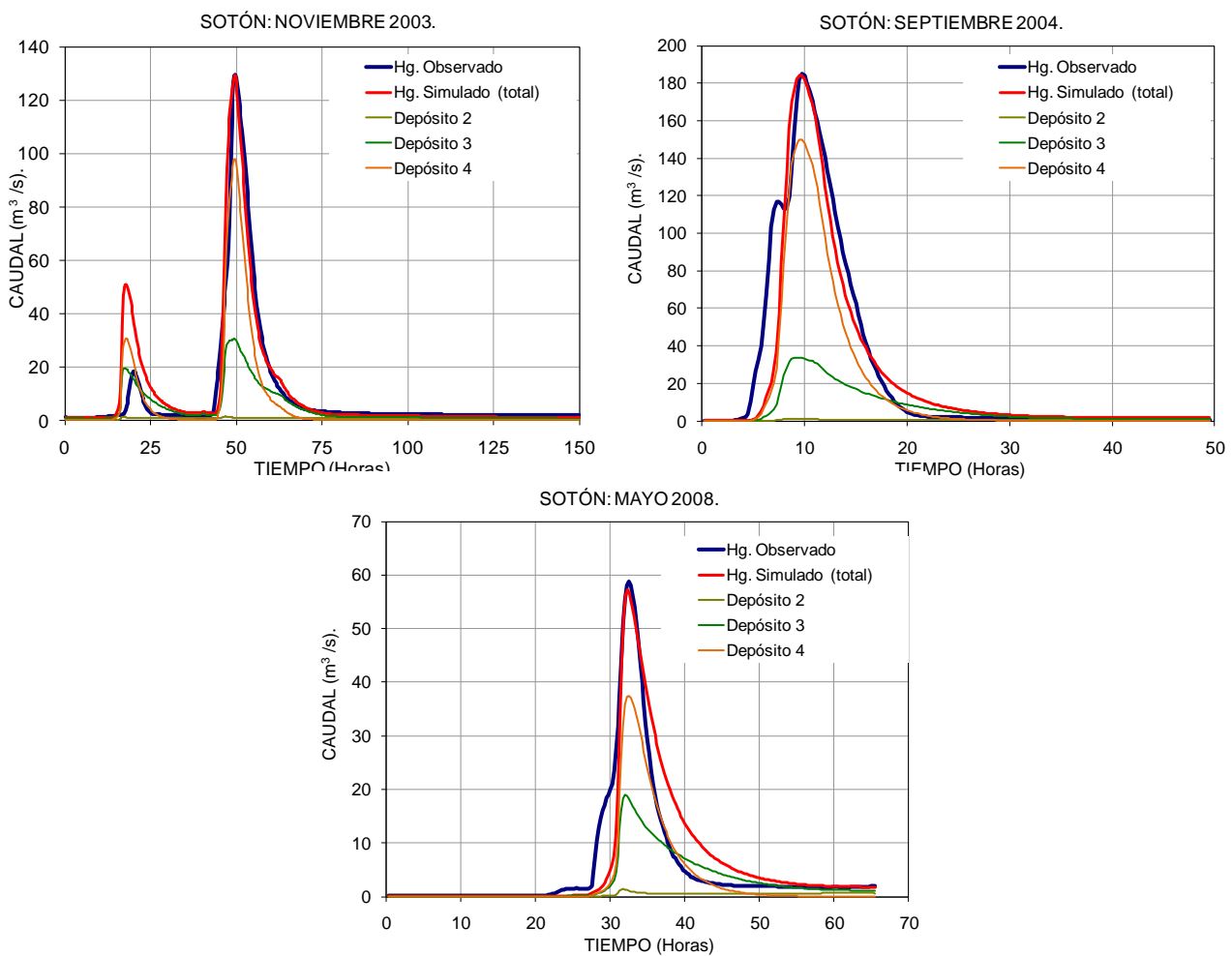


Tabla 11.10.- Análisis de eficiencia en el Sotón con los parámetros de cuenca.

| ANÁLISIS DE EFICIENCIA RÍO SOTÓN. |       |       |       |        |       |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|--------|-------|
| EPISODIO                          | NSE   | IOA   | R     | EMC    | RAE   |
| 3.1 noviembre 2003                | 0,871 | 0,968 | 0,941 | 8,085  | 0,186 |
| 3.2 septiembre 2004               | 0,903 | 0,974 | 0,951 | 15,568 | 0,451 |
| 3.3 mayo 2008                     | 0,844 | 0,962 | 0,928 | 4,721  | 2,790 |

En la [figura 11.20](#) se muestran los hidrogramas calculados con estos parámetros y en [la tabla 11.10](#), los resultados del análisis de eficiencia en cada episodio. En todos los casos se han obtenido muy buenos resultados en la determinación del caudal punta, tanto en su valor como en el momento en que tiene lugar. En cuanto a la curva de decaimiento, es con el episodio de noviembre de 2003 donde se obtiene el mejor ajuste.

#### 11.4.2 MODELOS GLOBALES.

En la categoría de modelos globales aplicables para cualquier cuenca, lógicamente entran los **modelos clásicos** (e.g. hidrograma unitario del SCS) y, también se incluye el **modelo de circulación de flujo** (CF) que, en definitiva, son una derivación de los modelos clásicos aplicados con una mejora en valoración de sus parámetros mediante los modelos digitales del terreno y, como se ha visto, los resultados mejoran a los obtenidos con los métodos clásicos en sus planteamientos originales (los modelos clásicos conllevan una subdivisión de cuencas limitada, y presentan el inconveniente de una alta sensibilidad de los resultados a esta subdivisión). Estos modelos de circulación de flujos, aunque menos precisos en las categorías anteriores, pueden ser muy fiables en esta categoría genérica.

También se van a incluir en la categoría de modelos globales, a los **modelos de depósitos lineales** obtenidos a partir de las observaciones que se han realizado con las cuencas de los ríos Bergantes y Sotón, lo cual puede ser considerado como una limitación por no estar todavía suficientemente contrastados de forma generalizada con un mayor número de cuencas.

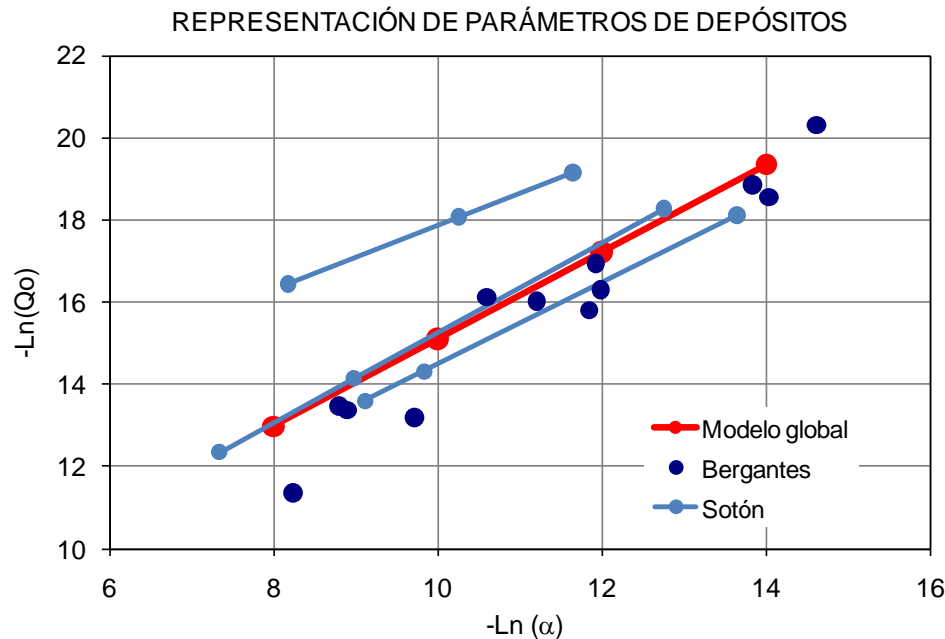
Hay que decir que en esta categoría de modelos globales, la obtención de hidrogramas se realiza en virtud de reflejar determinadas características preestablecidas para las cuencas, como son los tiempos de respuesta o las características hidrológicas del terreno. También se ha mencionado la conveniencia de realizar cálculos y contrastar los resultados con varios modelos.

Tanto los modelos clásicos (como el del SCS), como los modelos de circulación de flujo ya están establecidos y contrastados tanto en la bibliografía como en este trabajo. Ahora, queda por establecer los modelos de depósitos como modelos globales. En adelante se plantea un nuevo modelo global basado en el modelo de depósitos lineales.

De igual modo que se procedió en el anterior apartado para el establecimiento de modelos de cuenca, se realiza aquí con los episodios de los ríos Bergantes y Sotón en conjunto. Los parámetros de depósito de ambas cuencas, [figuras 11.17 y 11.19](#), se pueden representar en un solo gráfico, [figura 11.21](#). Lo primero que se observa en este gráfico es que, en cada episodio, los depósitos están alineados según

una recta con una pendiente muy parecida. También aquí puede definirse una recta representativa de todos los episodios, que contenga la definición de los parámetros del modelo global.

Figura 11.21.- Representación de parámetros de depósito de los episodios de las cuencas de los ríos Bergantes y Sotón, y establecimiento de un modelo global.



Inicialmente se propone como parámetros de la recta de la [ecuación 11.1](#):  $a=4,5$  y  $b=1,06$ , con cuatro depósitos situados según se dan la [tabla 11.11](#). Para trabajar con otras cuencas se pueden variar ligeramente los parámetros  $a$  y  $b$  de la recta y la situación de los depósitos, en función de los resultados de balances hídricos, tiempos de respuesta, características del terreno, etc.

Tabla 11.11.- Modelo global de depósitos lineales propuesto.

| MODELO GLOBAL DE DEPÓSITOS LINEALES |          |          |          |          |
|-------------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| Depósito →                          | 1        | 2        | 3        | 4        |
| $-\text{Ln}(\alpha) \rightarrow$    | 14,00    | 12,00    | 10,00    | 8,00     |
| $-\text{Ln}(Q_0) \rightarrow$       | 19,34    | 17,22    | 15,10    | 12,98    |
| $\alpha \rightarrow$                | 8,28E-07 | 6,14E-06 | 4,54E-05 | 3,35E-04 |
| $Q_0 \rightarrow$                   | 3,97E-09 | 3,32E-08 | 2,77E-07 | 2,31E-06 |

En el [capítulo 12](#), de análisis de frecuencia, se utiliza este modelo con el que se han conseguido resultados comparables con los demás modelos.

## 12 ANÁLISIS DE FRECUENCIA.

En este apartado se realiza un análisis de frecuencia de precipitaciones y de caudales. En el caso de las precipitaciones simplemente se toman los datos de la cobertura sobre lluvias y periodos de retorno de la publicación del [Ministerio de Fomento \(1999\)](#), que ya se describió en el [apartado 3.1.3](#) y en el [capítulo 4](#). En el caso de caudales, siguiendo la línea de lo que se viene exponiendo en anteriores apartados, se realiza un contraste con varios métodos, uno foronómico que consiste en el análisis de frecuencia de series anuales de máximo caudal instantáneo y, los restantes métodos son hidrometeorológicos, es decir, se determinan máximas lluvias diarias para cada periodo de retorno a partir de la cobertura mencionada, y se generan hidrogramas con varios modelos.

Respecto al método foronómico, en el [apartado 2.2.2](#) ya se describió la metodología de análisis estadístico de valores extremos y en el [anejo núm. 2](#) se ha puesto en práctica mediante un programa de elaboración propia que sigue la síntesis descriptiva de [Chow et al \(1994\)](#).

Con el método hidrometeorológico se utilizan los siguientes modelos de generación de hidrogramas:

- Modelo de depósitos lineales genérico de cada cuenca.
- Modelo de depósitos lineales global.
- Modelo de circulación de cauces.
- Modelo del hidrograma sintético del SCS.

Adicionalmente se realiza el cálculo con el método racional que, a pesar de su simplicidad, es muy útil en el contraste de resultados.

Para los modelos de generación de hidrogramas se ha planteado, para cada periodo de retorno, una misma lluvia sintética configurada siguiendo la metodología del [capítulo 4](#). Estas lluvias sintéticas (o de diseño o teóricas) se han definido con las siguientes características:

- Núcleo de la tormenta situado en el eje de la cuenca, cerca de su centro.
- Coeficiente de avance de tormenta de 1/3. Patrón de tormentas elíptico con relación de ejes igual a 2 y rumbo según el eje de la cuenca.
- Duración del hidrograma: hasta que ha ocurrido la precipitación diaria, en torno a 12-14 horas según la región ([ver apartado 4.3.2](#)).
- En relación a las características hidrológicas del terreno (número de curva), se han considerado las estándar (AMC tipo II, o parámetro  $a$  de Aldana, 1).
- En la obtención del hidrograma resultante se han tanteado los tiempos de respuesta y se ha tenido en consideración el tiempo de concentración de la cuenca obtenido con fórmulas estándar ([apartado 2.7](#)), así como los resultados de los tiempos de respuesta de los episodios reales ([tabla 11.2](#)), que se han ajustado mediante parámetros de circulación de flujos, coeficiente de rugosidad, etc.

## 12.1 ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE PRECIPITACIONES.

En la [tabla 12.1](#) se dan, por periodos de retorno, la precipitación máxima diaria ( $P_D$ ) obtenida en la cobertura del [Ministerio de Fomento \(1999\)](#), la intensidad diaria y la intensidad máxima en una hora ( $I_1$ ) deducida a partir del valor  $I_1/I_D$  de la cobertura de la [figura 2.9](#). Esta precipitación ( $P_D$ ) se ha obtenido como la **media de los valores en cada punto (celda) de la cuenca**. Destacan los valores de la cuenca del río Bergantes, más elevados que en las otras dos cuencas.

Tabla 12.1.- Precipitación máxima diaria por periodos de retorno obtenida a partir de la cobertura del Ministerio de Fomento (1999).

| PRECIPITACIONES POR PERIODOS DE RETORNO |         |     |     |     |     |     |      |               |
|---|---------|-----|-----|-----|-----|-----|------|---------------|
| T años→                                 |         | 5   | 10  | 25  | 50  | 100 | 500  | $P_{500}/P_5$ |
| <b>BERGANTES</b>                        |         |     |     |     |     |     |      |               |
| $P_D$                                   | mm      | 98  | 119 | 148 | 170 | 194 | 256  | 2,61          |
| $I_D$                                   | mm/hora | 4,1 | 5,0 | 6,2 | 7,1 | 8,1 | 10,7 |               |
| $I_1$                                   | mm/hora | 45  | 55  | 68  | 78  | 89  | 117  |               |
| $I_1/I_d$                               |         | 11  | 11  | 11  | 11  | 11  | 11   |               |
| <b>ESCA</b>                             |         |     |     |     |     |     |      |               |
| $P_D$                                   | mm      | 84  | 98  | 118 | 133 | 149 | 189  | 2,25          |
| $I_D$                                   | mm/hora | 3,5 | 4,1 | 4,9 | 5,5 | 6,2 | 7,9  |               |
| $I_1$                                   | mm/hora | 34  | 39  | 47  | 53  | 60  | 76   |               |
| $I_1/I_d$                               |         | 9,6 | 9,6 | 9,6 | 9,6 | 9,6 | 9,6  |               |
| <b>SOTÓN</b>                            |         |     |     |     |     |     |      |               |
| $P_D$                                   | mm      | 75  | 89  | 108 | 123 | 139 | 179  | 2,39          |
| $I_D$                                   | mm/hora | 3,1 | 3,7 | 4,5 | 5,1 | 5,8 | 7,5  |               |
| $I_1$                                   | mm/hora | 31  | 37  | 45  | 51  | 58  | 75   |               |
| $I_1/I_d$                               |         | 10  | 10  | 10  | 10  | 10  | 10   |               |

## 12.2 ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE CAUDALES.

### 12.2.1 MÉTODO FORONÓMICO.

En el método foronómico, los valores de caudal máximo instantáneo de cada año se refieren al año hidrológico<sup>21</sup>. Los datos disponibles de las series históricas son:

- Bergantes: 1953-2006 con 27 datos.
- Esca: 1930-2007 con 57 datos.
- Sotón: 1993-2009 con 15 datos.

En la [tabla 12.2](#) se muestran los resultados del estudio de cada serie de valores extremos y los resultados de bondad de ajuste de cada función de distribución considerada. Los mejores ajustes se señalan en color naranja, que corresponden a las series también marcadas con el mismo color. En la [figura 12.1](#) se muestran los gráficos.

<sup>21</sup> El año hidrológico se inicia el 1 de octubre y termina el 30 de septiembre.

Tabla 12.2.- Caudales máximos ( $m^3/s$ ) obtenidos con el análisis de series foronómicas.

a) Estación A031 del Río Bergantes en Zorita.

| BERGANTES: CAUDALES CON EL MÉTODO FORONÓMICO |     |     |       |       |       |       |                                  |
|--|-----|-----|-------|-------|-------|-------|----------------------------------|
| T años→                                      | 5   | 10  | 25    | 50    | 100   | 500   | Q <sub>500</sub> /Q <sub>5</sub> |
| Gümbel                                       | 557 | 806 | 1.122 | 1.356 | 1.588 | 2.125 | 3,82                             |
| Normal                                       | 543 | 704 | 876   | 987   | 1.087 | 1.289 | 2,37                             |
| Log-Normal                                   | 297 | 501 | 873   | 1.250 | 1.727 | 3.320 | 11,18                            |
| Chow   | 498 | 713 | 983   | 1.184 | 1.384 | 1.844 | 3,70                             |
| Pearson III                                  | 416 | 678 | 1.049 | 1.346 | 1.656 | 2.416 | 5,80                             |
| Log-Pearson III                              | 283 | 528 | 1.083 | 1.779 | 2.839 | 7.792 | 27,56                            |
| WRC  | 291 | 516 | 975   | 1.490 | 2.203 | 5.001 | 17,18                            |

| BERGANTES: ANÁLISIS DE BONDAD DE LA SERIE FORONÓMICA DE VALORES EXTREMOS |       |        |           |      |       |           |      |
|--|-------|--------|-----------|------|-------|-----------|------|
| TEST   | EVI   | Normal | LogNormal | Chow | Pear. | Log-Pear. | WRC  |
| Error cuadrático mínimo  | 1.012 | 1.249  | 886       | 968  | 674   | 675       | 778  |
| De la $\chi^2$ (0,950)   | 0,82  | no     | no        | no   | 0,94  | no        | no   |
| Kolmogorov-Smirnov   | 0,28  | 0,28   | 0,12      | 0,26 | 0,26  | 0,08      | 0,10 |

b) Estación A063 del Río Esca en Sigüés.

| ESCA: CAUDALES CON EL MÉTODO FORONÓMICO |     |     |     |     |     |     |                                  |
|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----------------------------------|
| T años→                                 | 5   | 10  | 25  | 50  | 100 | 500 | Q <sub>500</sub> /Q <sub>5</sub> |
| Gümbel                                  | 297 | 357 | 433 | 489 | 545 | 674 | 2,27                             |
| Normal                                  | 300 | 342 | 386 | 414 | 440 | 492 | 1,64                             |
| Log-Normal                              | 283 | 334 | 400 | 449 | 498 | 614 | 2,17                             |
| Chow                                    | 289 | 344 | 413 | 465 | 516 | 634 | 2,20                             |
| Pearson III                             | 283 | 345 | 424 | 484 | 543 | 682 | 2,41                             |
| Log-Pearson III                         | 280 | 339 | 420 | 486 | 557 | 744 | 2,66                             |
| WRC                                     | 281 | 338 | 413 | 473 | 536 | 696 | 2,48                             |

| ESCA: ANÁLISIS DE BONDAD DE LA SERIE FORONÓMICA DE VALORES EXTREMOS |      |        |           |      |       |           |      |
|---|------|--------|-----------|------|-------|-----------|------|
| TEST  | EVI  | Normal | LogNormal | Chow | Pear. | Log-Pear. | WRC  |
| Error cuadrático mínimo   | 154  | 270    | 173       | 158  | 132   | 127       | 141  |
| De la $\chi^2$ (0,950)  | 0,89 | no     | no        | 0,90 | 0,78  | 0,75      | 0,87 |
| Kolmogorov-Smirnov  | 0,08 | 0,14   | 0,06      | 0,07 | 0,06  | 0,04      | 0,04 |

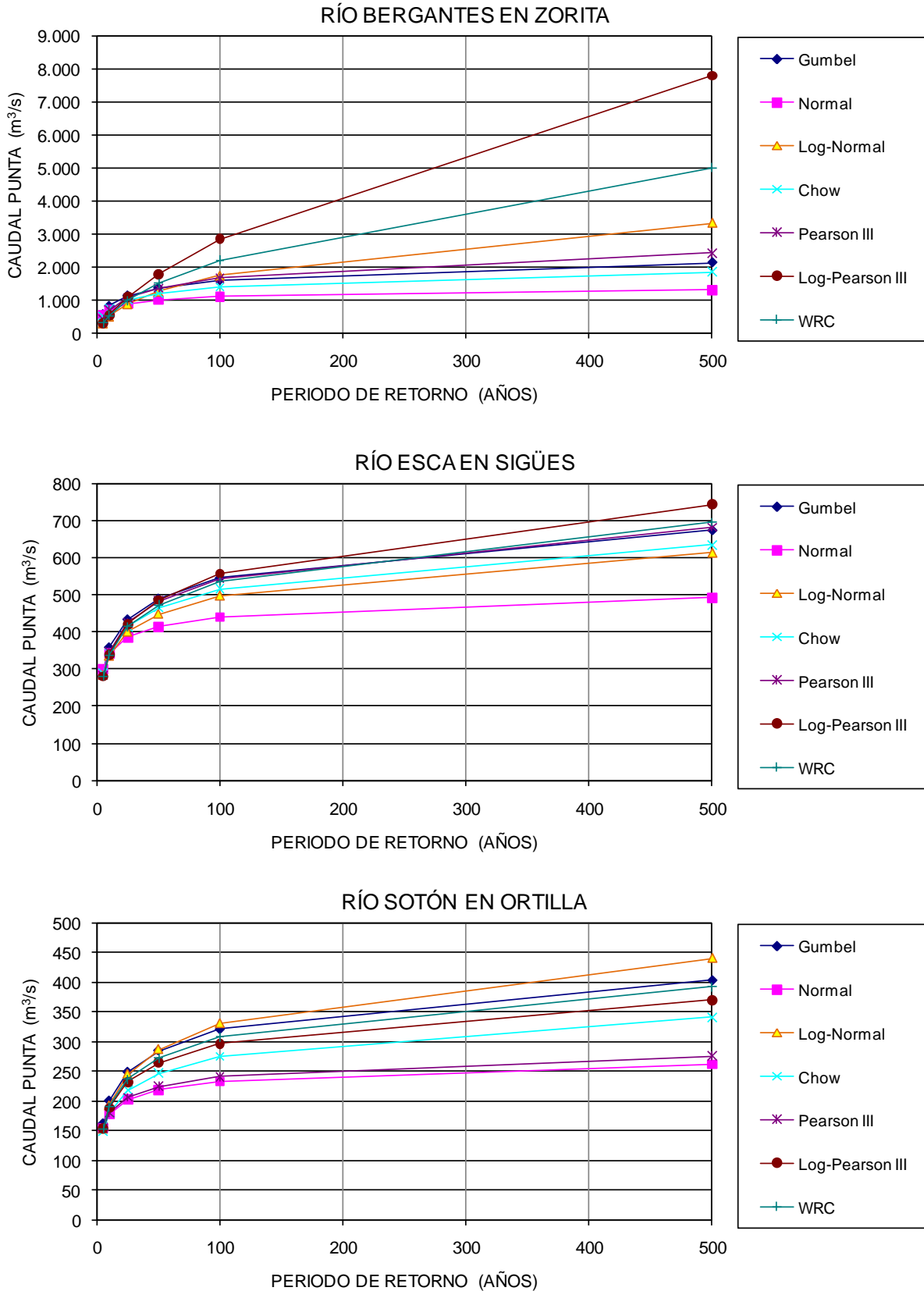
c) Estación A255 del Río Sotón en Orilla.

| SOTÓN: CAUDALES CON EL MÉTODO FORONÓMICO |     |     |     |     |     |     |                                  |
|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----------------------------------|
| T años→                                  | 5   | 10  | 25  | 50  | 100 | 500 | Q <sub>500</sub> /Q <sub>5</sub> |
| Gümbel                                   | 161 | 200 | 249 | 285 | 321 | 404 | 2,50                             |
| Normal                                   | 155 | 178 | 203 | 218 | 233 | 262 | 1,69                             |
| Log-Normal                               | 152 | 192 | 245 | 287 | 330 | 440 | 2,89                             |
| Chow                                     | 148 | 179 | 218 | 247 | 275 | 341 | 2,30                             |
| Pearson III                              | 154 | 179 | 206 | 224 | 241 | 275 | 1,79                             |
| Log-Pearson III                          | 153 | 188 | 232 | 265 | 296 | 369 | 2,41                             |
| WRC                                      | 153 | 190 | 237 | 272 | 308 | 392 | 2,56                             |

| SOTÓN: ANÁLISIS DE BONDAD DE LA SERIE FORONÓMICA DE VALORES EXTREMOS |       |        |           |       |       |           |       |
|--|-------|--------|-----------|-------|-------|-----------|-------|
| TEST   | EVI   | Normal | LogNormal | Chow  | Pear. | Log-Pear. | WRC   |
| Error cuadrático mínimo  | 52,55 | 50,28  | 59,87     | 58,84 | 49,39 | 53,87     | 55,76 |
| De la $\chi^2$ (0,950)   | 0,54  | 0,51   | 0,85      | 0,85  | 0,67  | 0,93      | 0,98  |
| Kolmogorov-Smirnov   | 0,11  | 0,14   | 0,14      | 0,16  | 0,14  | 0,13      | 0,13  |



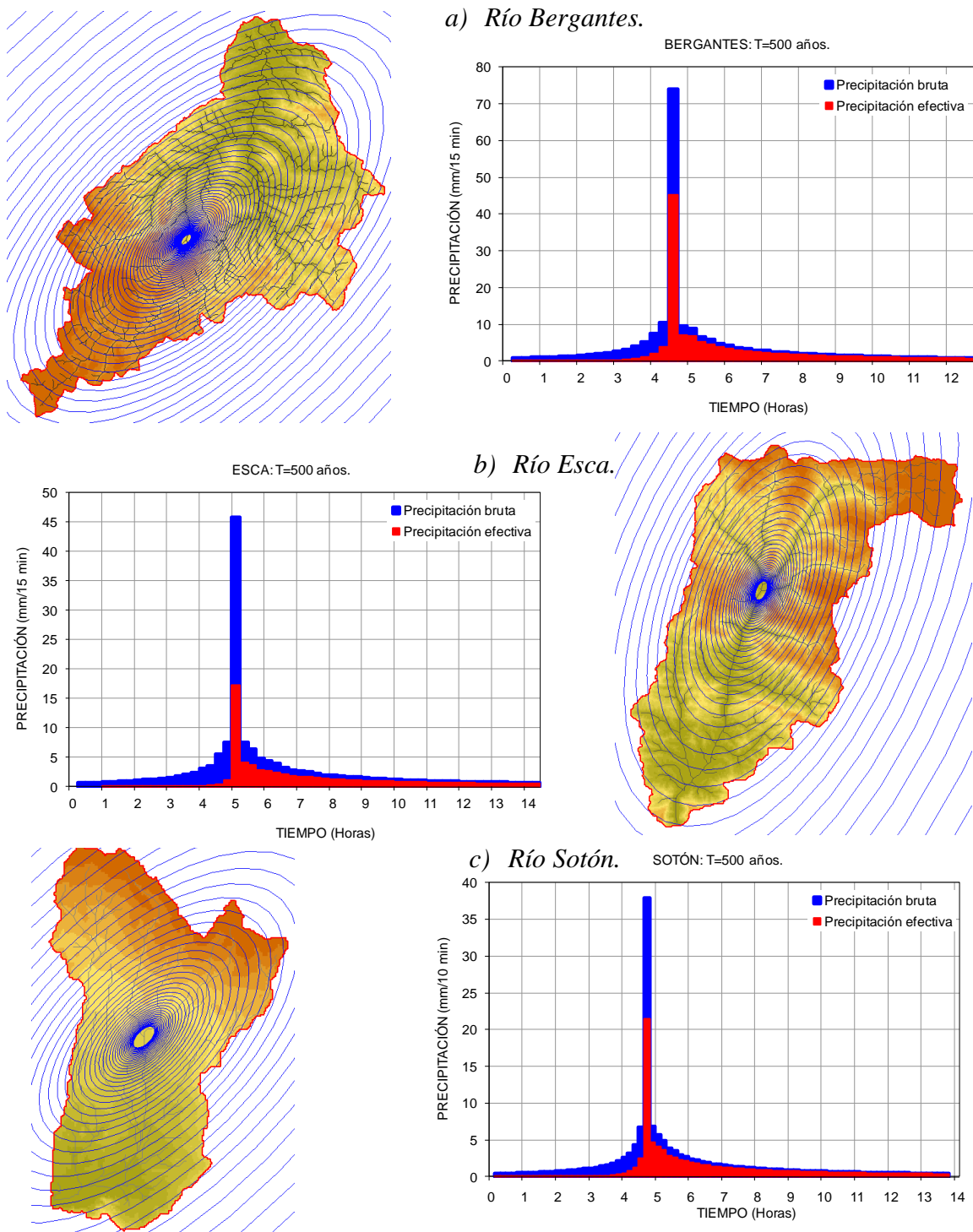
Figura 12.1.- Gráficos de caudal punta y su periodo de retorno para las cuencas analizadas mediante 7 funciones de distribución.



### 12.2.2 MÉTODO HIDROMETEOROLÓGICO.

En cuanto a la aplicación del método hidrometeorológico a partir de distintos modelos de generación de hidrogramas, en la [figura 12.2](#) se muestran los hietogramas sintéticos de precipitación bruta y efectiva con periodo de retorno 500 años. Los hietogramas sintéticos para otros periodos de retorno presentan una forma similar y sólo cambia la cantidad de precipitación por lo que no se han representado.

*Figura 12.2. Lluvias de diseño de periodo de retorno 500 años: Mapas de isoyetas del evento completo y sus hietogramas sintéticos promedio de cada cuenca.*



En la [tabla 12.3](#) se dan los resultados de caudales por periodos de retorno obtenidos con el método hidrometeorológico a partir de distintos modelos de generación de hidrogramas, y en la [figura 12.3](#) están los hidrogramas correspondientes de periodo de retorno 500 años.

En las tablas, junto con los resultados de cada periodo de retorno, se da un índice  $Q_{500}/Q_5$  ( $P_{500}/P_5$  en las tablas de precipitación) que indica el grado de variación de los valores con el periodo de retorno. En el caso de las precipitaciones ([tabla 12.1](#)) se ve que este índice es muy parecido para las tres cuencas (de 2,25 a 2,61), siendo el mayor para el río Bergantes con 2,61.

Tabla 12.3.- Caudales punta ( $m^3/s$ ) obtenidos con los modelos de generación de hidrogramas.

a) Río Bergantes.

| BERGANTES: CAUDALES CON MODELOS HIDROMETEOROLÓGICOS |         |     |       |       |       |       |       |               |
|---|---------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|---------------|
| MODELO  | T años→ | 5   | 10    | 25    | 50    | 100   | 500   | $Q_{500}/Q_5$ |
| Lineal 4D. M. de cuenca                             |         | 322 | 611   | 1.120 | 1.485 | 1.947 | 3.201 | 9,94          |
| Lineal 4D. M. global.                               |         | 467 | 824   | 1.315 | 1.724 | 2.217 | 3.537 | 7,57          |
| Circulación de flujo                                |         | 860 | 1.158 | 1.572 | 1.930 | 2.379 | 3.694 | 4,30          |
| SCS   |         | 680 | 998   | 1.465 | 1.875 | 2.310 | 3.552 | 5,22          |
| Racional  |         | 661 | 967   | 1.429 | 1.825 | 2.271 | 3.494 | 5,29          |

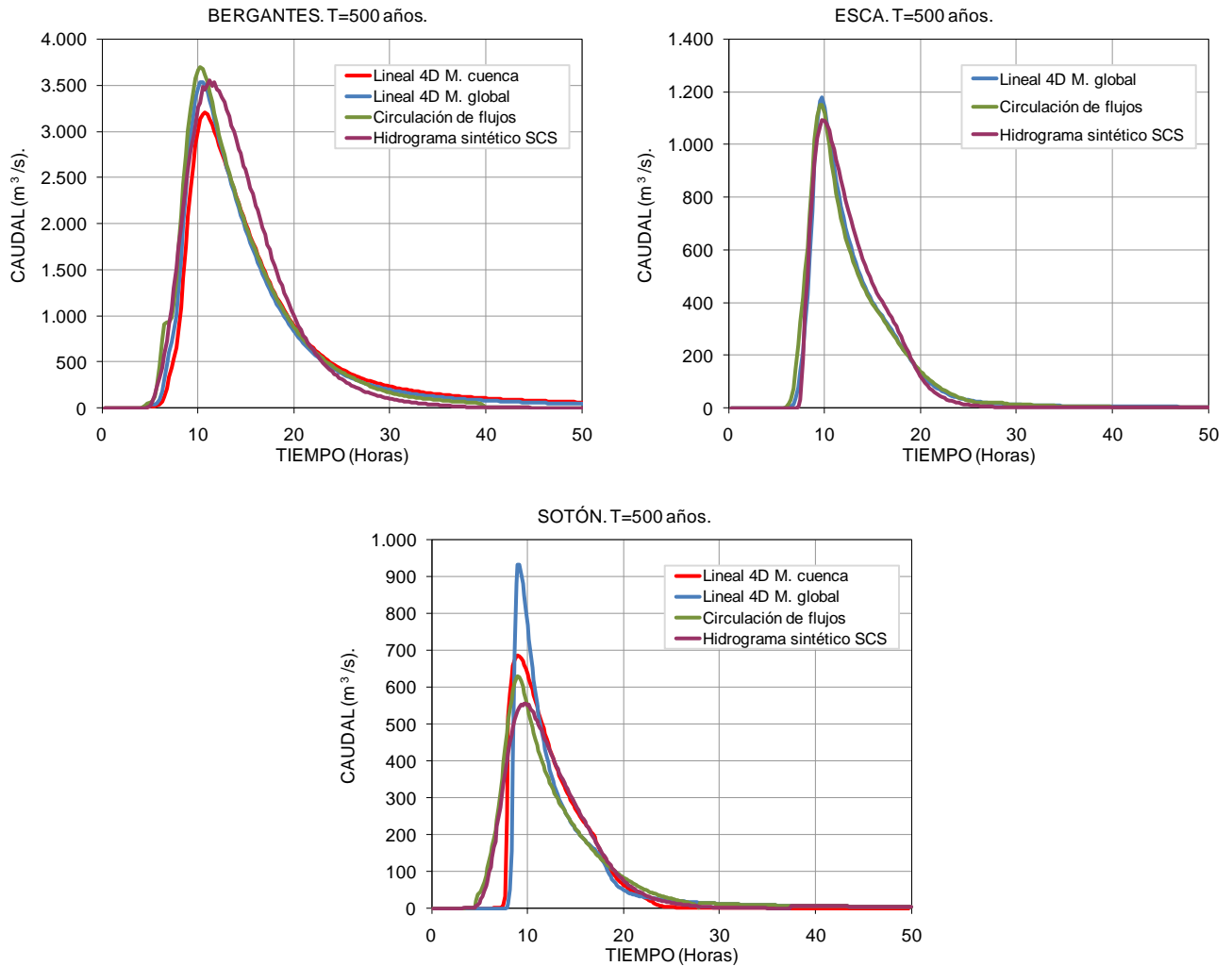
b) Río Esca.

| ESCA: CAUDALES CON MODELOS HIDROMETEOROLÓGICOS |         |     |     |     |     |     |       |               |
|--|---------|-----|-----|-----|-----|-----|-------|---------------|
| MODELO   | T años→ | 5   | 10  | 25  | 50  | 100 | 500   | $Q_{500}/Q_5$ |
| Lineal 4D. M. de cuenca                        |         | --  | --  | --  | --  | --  | --    |               |
| Lineal 4D. M. global.                          |         | 129 | 261 | 439 | 585 | 749 | 1.179 | 9,14          |
| Circulación de flujo                           |         | 247 | 344 | 498 | 633 | 749 | 1.152 | 4,66          |
| SCS  |         | 170 | 255 | 399 | 525 | 690 | 1.093 | 6,43          |
| Racional                                       |         | 183 | 271 | 409 | 530 | 670 | 1.046 | 5,72          |

c) Río Sotón.

| SOTÓN: CAUDALES CON MODELOS HIDROMETEOROLÓGICOS |         |     |     |     |     |     |     |               |
|---|---------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|---------------|
| MODELO  | T años→ | 5   | 10  | 25  | 50  | 100 | 500 | $Q_{500}/Q_5$ |
| Lineal 4D. M. de cuenca                         |         | 100 | 156 | 284 | 330 | 415 | 686 | 6,86          |
| Lineal 4D. M. global.                           |         | 53  | 117 | 234 | 353 | 508 | 933 | 17,60         |
| Circulación de flujo                            |         | 142 | 204 | 289 | 362 | 443 | 631 | 4,44          |
| SCS   |         | 117 | 113 | 238 | 299 | 378 | 556 | 4,75          |
| Racional  |         | 212 | 293 | 412 | 514 | 627 | 924 | 4,36          |

Figura 12.3.- Hidrogramas de 500 años obtenidos con los modelos de generación de hidrogramas.



En vista de la heterogeneidad de resultados, en la [tabla 12.4](#) se proponen los caudales punta asociados a periodos de retorno, para cuya elaboración se han considerado todos los resultados en conjunto y que, aproximadamente, corresponden a la media de los caudales obtenidos.

Tabla 12.4.- Caudales punta ( $m^3/s$ ) por periodos de retorno adoptados para las tres cuencas.

| CAUDALES ADOPTADOS CON MODELOS HIDROMETEOROLÓGICOS |     |     |       |       |       |       |               |
|--|-----|-----|-------|-------|-------|-------|---------------|
| T años→  | 5   | 10  | 25    | 50    | 100   | 500   | $Q_{500}/Q_5$ |
| Bergantes  | 600 | 900 | 1.400 | 1.800 | 2.250 | 3.600 | 6,00          |
| Esca   | 180 | 280 | 440   | 570   | 715   | 1.125 | 6,25          |
| Sotón  | 125 | 180 | 300   | 380   | 500   | 850   | 6,80          |

### 12.2.3 CONTRASTE DE RESULTADOS.

Para los caudales del **método foronómico** (tabla 12.2), en el río Bergantes se observa una gran heterogeneidad entre los resultados obtenidos con cada función de distribución, no obstante es la función de Pearson III con la que se han obtenido mejores resultados en el análisis de bondad, y con ella se tiene un índice  $Q_{500}/Q_5$  de 5,80. En los ríos Esca y Sotón los resultados son más homogéneos. En el Esca el índice oscila entre 1,64 y 2,66, siendo la función Log-Pearson con la que se obtiene el mejor ajuste en los tres test. En el Sotón, el índice varía entre 1,69 a 2,56 y es la función de distribución de Gumbel con la que se obtiene mejor ajuste.

Con los **métodos hidrometeorológicos** (tabla 12.3) el índice  $Q_{500}/Q_5$  también presenta heterogeneidad entre los distintos métodos, aunque los valores absolutos de caudal punta, en la mayor parte de los resultados presentan un rango que puede considerarse como del mismo orden de magnitud.

En el rango de variación entre periodos de retorno 5 y 500 años (figura 12.5), destaca la diferencia que existe entre los valores de caudal con los métodos hidrometeorológicos y los valores de precipitación (tabla 12.4). Así la relación  $P_{500}/P_5$  viene a situarse en torno a 2,40 en tanto que la relación  $Q_{500}/Q_5$  es del orden de 6,5. Esta diferencia tiene explicación en el modelo conceptual de generación de escorrentía con el número de curva, en el cual, con el aumento de precipitación, el terreno tiende a saturarse y absorbe menor proporción de lluvia bruta, lo que conlleva que, proporcionalmente, la escorrentía sea mayor.

Tabla 12.5.- Rango de variación entre periodos de retorno 5 y 500 años.

| Análisis →<br>Índice → | ÍNDICE $T_{500}/T_5$     |                             |                                     |
|------------------------|--------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|
|                        | Lluvias<br>$P_{500}/P_5$ | Foronómico<br>$Q_{500}/Q_5$ | Hidrometeorológico<br>$Q_{500}/Q_5$ |
| Bergantes              | 2,61                     | 5,80                        | 6,00                                |
| Esca                   | 2,25                     | 2,66                        | 6,25                                |
| Sotón                  | 2,39                     | 2,50                        | 6,80                                |

### 12.3 CLASIFICACIÓN DE LOS EPISODIOS.

En la tabla 12.6 se resumen los datos observados en cada episodio, que son los que se utilizan para situar estos eventos en el dominio de la frecuencia, al compararlos con los resultados que se han establecido en los apartados anteriores de análisis de frecuencia.

Tabla 12.6.- Datos registrados en los episodios: Caudal punta y precipitación máxima diaria, junto con otros datos derivados de la misma.

| DATOS REGISTRADOS EN LOS EPISODIOS |          |            |      |       |       |             |         |       |
|------------------------------------|----------|------------|------|-------|-------|-------------|---------|-------|
| RÍO                                | EPISODIO |            |      | $P_D$ | $I_D$ | $I_1 (P_1)$ | $II/Id$ | $Q_P$ |
| BERGANTES                          | 1.1      | mayo       | 2003 | 49    | 2,0   | 6,6         | 3,2     | 237   |
|                                    | 1.2      | octubre    | 2000 | 238   | 9,9   | 28,3        | 2,8     | 1030  |
|                                    | 1.3      | mayo       | 2002 | 41    | 1,7   | 6,1         | 3,6     | 227   |
|                                    | 1.4      | abril      | 2002 | 46    | 1,9   | 6,0         | 3,1     | 89    |
| ESCA                               | 2.1      | enero      | 2009 | 39    | 1,6   | 5,9         | 3,6     | 201   |
|                                    | 2.2      | febrero    | 2009 | 63    | 2,6   | 5,8         | 2,2     | 178   |
| SOTÓN                              | 3.1      | noviembre  | 2003 | 24    | 1,0   | 7,1         | 7,2     | 129   |
|                                    | 3.2      | septiembre | 2004 | 74    | 3,1   | 25,3        | 8,2     | 185   |
|                                    | 3.3      | mayo       | 2008 | 22    | 0,9   | 14,1        | 15,3    | 59    |

$P_D$ : Máxima precipitación en un día (mm)  
 promedio de toda la cuenca.

$I_D$ : Intensidad de  $P_D$  (mm/h).

$P_1$ : Precipitación máxima en una hora (mm).

$I_1$ : Intensidad de  $P_1$  (mm/h).

$Q_P$ : Caudal punta ( $m^3/s$ ).

En la [tabla 12.7](#) se dan los periodos de retorno de cada episodio establecidos con tres criterios: con la precipitación máxima diaria; comparando el caudal punta del episodio con los resultados del análisis foronómico ([tabla 12.2](#)); y comparando el caudal punta del episodio con los resultados del análisis hidrometeorológico ([tabla 12.4](#)). De los periodos de retorno obtenidos con estos criterios se deducen las siguientes consideraciones:

- La mayoría de los episodios corresponden a periodos de retorno muy cortos.
- Para el episodio de octubre de 2000 del río Bergantes, el periodo de retorno del caudal punta puede situarse dentro del rango 13-24 años, en tanto que con la precipitación diaria se ha obtenido un valor de 310 años.
- En los restantes episodios del río Bergantes puede decirse que corresponden a un periodo de retorno de 1-2 años, y que precipitación y caudal están en el mismo rango.
- En el río Esca, el periodo de retorno de la precipitación es significativamente menor que con el caudal, lo que se explica con la intervención de la fusión de nieve, especialmente en el episodio de enero de 2009 donde la precipitación corresponde a menos de 1 año y el caudal es de 3-6 años.
- El episodio de septiembre de 2004 del río Sotón, puede situarse en un periodo de retorno de 5 años para la precipitación y de 8-10 años para el caudal.

- En los otros dos episodios del río Sotón, la diferencia de valores del periodo de retorno con precipitación diaria o con caudal es alta, 0,4 y 4-5 años respectivamente en el primer episodio. Esto puede explicarse porque son episodios de corta duración, y si se observa en la [tabla 12.6](#) la precipitación horaria ( $P_1$ ), se ve que en estos episodios se ha producido una concentración de lluvia más intensa en un corto periodo de tiempo.

En consecuencia, se deduce y queda demostrado que *el periodo de retorno del caudal ocasionado por una lluvia no tiene que coincidir necesariamente con el periodo de retorno de la lluvia*. Esto se debe a varios factores:

- Por entradas en el sistema distintas a la propia lluvia desencadenadas por otros procesos distintos a la lluvia del evento. Ejemplo de esto es el deshielo.
- Concentración de la precipitación diaria en unas pocas horas, en cuyo caso, la precipitación horaria tendrá un periodo de retorno más largo que la diaria así como el caudal generado.
- La capacidad de absorción del terreno cambia con el tiempo, por lo que una misma lluvia en diferentes condiciones hidrológicas del terreno dará como resultado caudales y volúmenes distintos.
- La disposición y evolución de la tormenta. La distribución geográfica de la lluvia y la forma de distribuirse por la cuenca influyen en el modo en que se acumulan los hidrogramas parciales y, en consecuencia, en el hidrograma resultante final con su caudal punta.

Tabla 12.7.- Periodos de retorno (años) de los episodios.

| PERIODOS DE RETORNO DE LOS EPISODIOS |          |           |                    |       |                           |             |             |
|--------------------------------------|----------|-----------|--------------------|-------|---------------------------|-------------|-------------|
| RÍO                                  | EPISODIO |           | VALORES OBSERVADOS |       | PERIODO DE RETORNO (años) |             |             |
|                                      |          |           | $P_D$              | $Q_P$ | $T_{Pd(1)}$               | $T_{Qp(2)}$ | $T_{Qp(3)}$ |
| BERGANTES                            | 1.1      | may. 2003 | 49                 | 237   | 0,96                      | 1,63        | 2,58        |
|                                      | 1.2      | oct. 2000 | 238                | 1030  | 310                       | 13,24       | 24,03       |
|                                      | 1.3      | may. 2002 | 41                 | 227   | 0,75                      | 1,55        | 2,46        |
|                                      | 1.4      | abr. 2002 | 46                 | 89    | 0,88                      | 0,58        | 0,91        |
| ESCA                                 | 2.1      | ene. 2009 | 39                 | 201   | 0,55                      | 5,82        | 3,13        |
|                                      | 2.2      | feb. 2009 | 63                 | 178   | 1,80                      | 4,93        | 2,69        |
| SOTÓN                                | 3.1      | nov. 2003 | 24                 | 129   | 0,38                      | 5,34        | 3,63        |
|                                      | 3.2      | sep. 2004 | 74                 | 185   | 4,70                      | 10,49       | 7,9         |
|                                      | 3.3      | may. 2008 | 22                 | 59    | 0,35                      | 2,02        | 1,44        |

$T_{Pd(1)}$  Periodo de retorno de la precipitación máxima diaria del episodio ([tabla 12.1](#)).

$T_{Qp(2)}$  Periodo de retorno del caudal punta del episodio según las series foronómicas ([tabla 12.2](#)).

$T_{Qp(3)}$  Periodo de retorno del caudal punta del episodio según los métodos hidrometeorológicos ([tabla 12.4](#)).

Para interpretar la gran diferencia obtenida en el episodio de octubre de 2000 del río Bergantes, (310 años frente a 13-24 años) es necesario realizar algunas consideraciones.

En la [tabla 12.8](#) se presentan los datos de precipitación acumulada diaria en los pluviómetros (día natural entre 0:00 y 24:00 horas), así como la media en la cuenca que son 465 mm para el episodio completo y 247 mm el día con mayor precipitación.

*Figura 12.8.- Precipitación acumulada diaria (día natural) en los pluviómetros y la media en la cuenca, para el episodio de octubre de 2000 del río Bergantes.*

| PRECIPITACIÓN (mm) EPISODIO OCTUBRE 2000 |      |      |      |      |      |       |
|--|------|------|------|------|------|-------|
| DIA                                      | A031 | E018 | P049 | P050 | P051 | Media |
| 21                                       | 7    | 2    | 33   | 2    | 0    | 17    |
| 22                                       | 64   | 42   | 30   | 128  | 62   | 64    |
| 23                                       | 227  | 69   | 107  | 460  | 324  | 247   |
| 24                                       | 56   | 35   | 96   | 159  | 49   | 116   |
| 25                                       | 8    | 1    | 18   | 27   | 16   | 21    |
| Total episodio                           | 361  | 149  | 284  | 775  | 451  | 465   |

En la estación P050 del SAIH solamente se tienen registros desde el año 2000, pero existe una estación de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), la 9562 (Morella), con registros diarios y que está situada a solo 323 m de distancia de la P050, con lo que a todos los efectos pueden considerarse equivalentes.

En la [tabla 12.9](#) se muestra el análisis de frecuencia de la serie histórica de lluvia diaria de la estación 9562, que comprende el periodo 1916-1999 completada con los registros de P50 desde 2000 a 2009. En total la serie analizada contiene 77 datos.

*Tabla 12.9.- Análisis de frecuencia con la serie histórica en Morella.*

| ANÁLISIS DE FRECUENCIA    |    |     |     |     |     |     |
|---------------------------|----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Periodo de retorno (años) | 5  | 10  | 25  | 50  | 100 | 500 |
| Precipitación diaria (mm) | 87 | 123 | 188 | 248 | 317 | 502 |

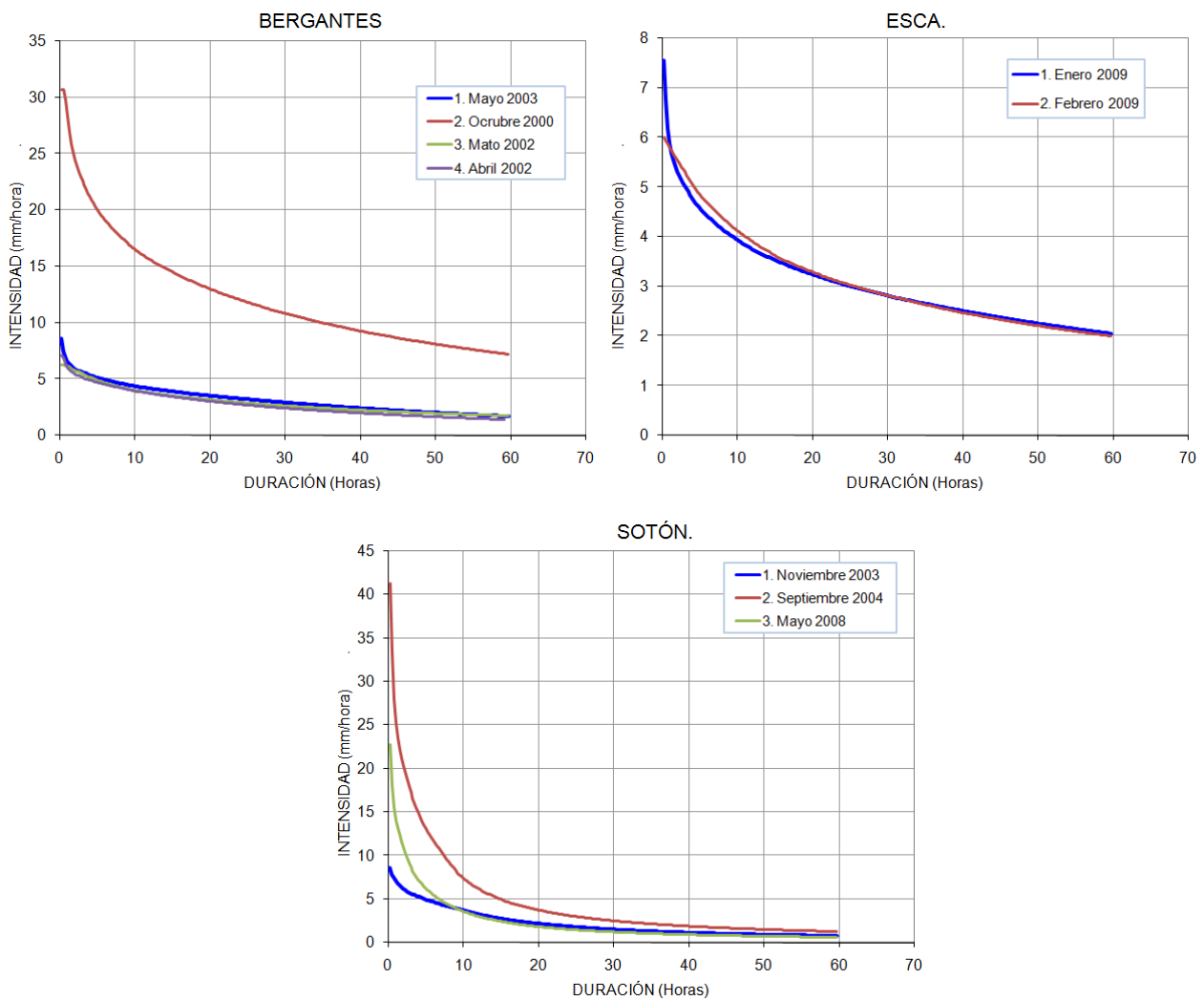
De acuerdo con los resultados del análisis de frecuencia, la precipitación de 460 mm registrada el día 23 tiene un periodo de retorno de 360 años. Con esto, la diferencia con el periodo de retorno del caudal sigue siendo significativa, lo que corrobora la falta de correlación entre los periodos de retorno de lluvia diaria y de caudal punta. Por último señalar que la precipitación analizada en los episodios es una precipitación media para toda la cuenca, en tanto que el análisis de los datos de la estación de Morella es una precipitación puntual situada en la zona más lluviosa de la cuenca.



## 12.4 CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN DE LOS EPISODIOS.

En este apartado se establecen las curvas Intensidad-Duración de cada episodio para las lluvias promedio en la cuenca.

Figura 12.4.- Curvas Intensidad-Duración de los episodios.



En el futuro, cuando se tenga un número suficiente de curvas de este tipo, elaboradas a partir de registros muy precisos, cada 15 minutos con las estaciones del SAIH, podrán establecerse las correspondientes curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), distribuciones areales y otras variaciones en cada cuenca, y a partir de estos datos se podrán establecer modelos de tormenta más parecidos a los reales.

## **PARTE 4. APLICACIÓN CON CASOS DE DISEÑO.**



## 13 ANÁLISIS DE VARIABILIDAD.

### 13.1 INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se estudia el grado de variabilidad que afecta al fenómeno de crecidas a causa de cambios en las condiciones de los procesos que intervienen. Distribución espacio-temporal de la precipitación, capacidad de infiltración del terreno y condiciones de circulación en cauces son los procesos más relevantes.

Por último, se estudian las variaciones entre los resultados cuando se utilizan unos u otros modelos, en concreto se comparan resultados entre modelos agregados y distribuidos.

Estos estudios se realizan desde un marco puramente teórico, mediante simulaciones en las cuencas que han sido seleccionadas para el estudio. Estas cuencas disponen de registros históricos de crecidas que se describen a continuación:

- *Barranco de Aguilón*: Aguilón es trágicamente conocido por la riada del 20 de septiembre 1921 que tuvo lugar en torno a las seis y media de la tarde ([Pérez Nogués, 1998](#)).

El trágico incidente se salda con 18 víctimas mortales, cuarenta casas hundidas, más de doscientas personas sin albergue y numerosos heridos.

Este episodio no es el único ocurrido en este lugar, habiéndose registrado otros que, aunque sin víctimas humanas, también han ocasionado graves daños: en 1981, 23 de septiembre de 1986, septiembre de 2003, 9 al 10 de junio de 2007 donde hay estimaciones de 80 l/m<sup>2</sup> en poco más de media hora.

- *Barranco de Arás*: El episodio ocurrido en la tarde del 7 de agosto de 1996 en el barranco de Arás en Biescas es ampliamente conocido, con 89 víctimas mortales y 93 personas con necesidades de asistencia hospitalaria.

En [Ministerio de Medio Ambiente \(1998\)](#) se analiza en profundidad este episodio, y se llega a la conclusión de que se produce una combinación de precipitaciones fuertes/persistencia, que da lugar a acumulaciones de 220 l/m<sup>2</sup> en 3 horas. Hay estimaciones que sitúan esta riada en 500 m<sup>3</sup>/s. En el mismo lugar hay constancia de otras riadas en los años 1907, 1922, 1929 y 1955.

- *Rambla de Valcodo*: Se trata de una rambla localizada en el margen izquierda del río Jiloca, en el término municipal de Fuentes de Jiloca. La cabecera de la rambla penetra hasta Acered, creando una gran cuenca de recepción del agua de casi 100 km<sup>2</sup>. Tras las tormentas suele activarse provocando graves destrozos en el valle del Jiloca.

Esta rambla puede agruparse junto con otras que vierten por la margen izquierda del Jiloca desde Daroca a Calatayud. Se tiene constancia (Elío, 1901) de las inundaciones producidas en estas ramblas el 19 de agosto de 1901. Se citan las ramblas de San Martín, Val de Viñas, Val de Losa, Balconchán y San Julián, y producen grandes destrozos con derrumbamiento de edificios en los municipios de San Martín, Villanueva y Murero. Solamente se produce una víctima mortal en San Martín.

También puede enclavarse dentro de este grupo la rambla Fondonera de Daroca, con una cuenca escasamente de 16 km<sup>2</sup>, ha causado numerosas víctimas en las crecidas de los años 1551, 1575 cuando ya se había construido un desvío (La Mina), 1854, 1865 y 1877.

- *Río Huerva*. Las crecidas del Huerva han sido espectaculares en ciertos momentos de la historia, en Mayo de 1917 el Huerva registró una crecida de 137 m<sup>3</sup>/s, medición tomada en el aforo del embalse de Mezalocha. En el mes de Mayo de 1921 el Huerva sufrió una de sus mayores crecidas en este siglo, su caudal fue de 660 m<sup>3</sup>/s, en Zaragoza el río rebasó el encauzamiento y subió al paseo de la Mina.

Recientemente, en 2003 hubo una importante crecida que ocasionó numerosos daños en María, Cadrete y Cuarte debido a la ocupación urbanística de la llanura de inundación del río y, en algunas zonas (Cadrete, Cuarte), incluso se intercepta la vía de intenso desagüe.

En el catálogo Nacional de Inundaciones Históricas publicado por el [Ministerio del Interior \(2008\)](#), existen referencias de algunas catástrofes registradas en estas cuencas.

Tabla 13.1.1.- Características hidrológicas de las cuencas simuladas.

| CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS |                 |        |                |                |                |                 |                 |      |       |                |                 |                   |
|------------------------------|-----------------|--------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|------|-------|----------------|-----------------|-------------------|
| CORRIENTE                    | ÁREA            | LCP    | S <sub>1</sub> | S <sub>2</sub> | S <sub>3</sub> | Tc <sub>1</sub> | Tc <sub>2</sub> | CN   | Po    | P <sub>D</sub> | P <sub>1h</sub> | Q <sub>P</sub>    |
|                              | km <sup>2</sup> | km     | %              | %              | %              | h               | h               | (II) | mm    | mm             | mm              | m <sup>3</sup> /s |
| Barranco de Aguilón          | 14,49           | 8,33   | 2,79           | 9,33           | 13,48          | 2,97            | 1,34            | 70,0 | 21,79 | 154            | 64,33           | 90                |
| Barranco de Arás             | 18,51           | 8,21   | 15,14          | 37,37          | 41,91          | 2,13            | 0,69            | 64,9 | 27,44 | 179            | 73,66           | 148               |
| Rambla de Valcodo            | 94,24           | 17,59  | 2,95           | 14,48          | 18,44          | 5,18            | 2,33            | 67,8 | 24,16 | 121            | 50,25           | 276               |
| Río Huerva                   | 1.041           | 115,55 | 1,02           | 9,27           | 11,38          | 26,51           | 14,96           | 70,6 | 21,18 | 125            | 52,21           | 1.230             |

Área Área de la cuenca.

LCP Longitud del cauce principal.

S<sub>1</sub> Pendiente del cauce principal.

S<sub>2</sub> Pendiente media de la cuenca.

S<sub>3</sub> Pendiente media de las líneas de corriente.

Tc<sub>1</sub> Tiempo de concentración (Témez).

Tc<sub>2</sub> Tiempo de concentración (Kirpich).

CN Número de curva.

Po Umbral de escorrentía.

P<sub>D</sub> Precipitación diaria de 500 años.

P<sub>1h</sub> Precipitación horaria de 500 años.

Q<sub>P</sub> Caudal punta con el método racional.

En este capítulo, las simulaciones se realizan en unas condiciones estándar que sirven de referencia y, para cada proceso individual, se introduce un rango de variación. Como condiciones estándar se han introducido las siguientes:

- Patrón de lluvia:
  - Lluvia de referencia: 500 años.
  - Duración: La precipitación diaria ocurre en un periodo de unas 14 horas.
  - Forma: Elíptico con relación de ejes 2/1 (a/b).
  - Núcleo de la tormenta: en el centro de la cuenca.
  - Orientación: Eje mayor paralelo al eje de cuenca.
  - Coeficiente de avance de tormenta: 1/3.
  - Evolución del coeficiente de avance: estático.
- Condiciones hidrológicas: Estado de humedad antecedente estándar (AMC tipo II).
- Modelo: circulación de flujo. Calibración mediante número de Manning y tiempo de respuesta ( $T_{LAG}$ ).

A partir de estas condiciones estándar se han realizado variaciones de las siguientes características:

- Distribución espacio-temporal de la lluvia.
- Condiciones de humedad antecedente.
- Condiciones de circulación de flujo en los cauces.

## **13.2 DISTRIBUCIÓN ESPACIO-TEMPORAL DE TORMENTAS.**

### **13.2.1 AVANCE TEMPORAL DE LA TORMENTA.**

En este caso, para cada cuenca, se han realizado 5 simulaciones con distintos coeficientes de avance de tormenta, entre 1/6 y 5/6. Estas simulaciones equivalen a tormentas que, dentro de cada evento, se producen simultáneamente en toda la cuenca. La variación entre eventos es que, en unos, el pico de la tormenta ocurre antes y en otros después.

En la [figura 13.2.1](#) se representan las 4 cuencas con el mapa de isoyetas del evento estándar total, que en este caso coincide en los 5 casos simulados de cada cuenca.

En la [figura 13.2.2](#), a modo de ejemplo, se dan para el río Huerva, los hietogramas medios con coeficiente de avance de tormenta de  $2/6$  ( $=1/3$ , caso estándar) y  $4/6$  ( $=2/3$ ).

Figura 13.2.1.- Mapas de isoyetas del evento estándar en las cuencas simuladas.

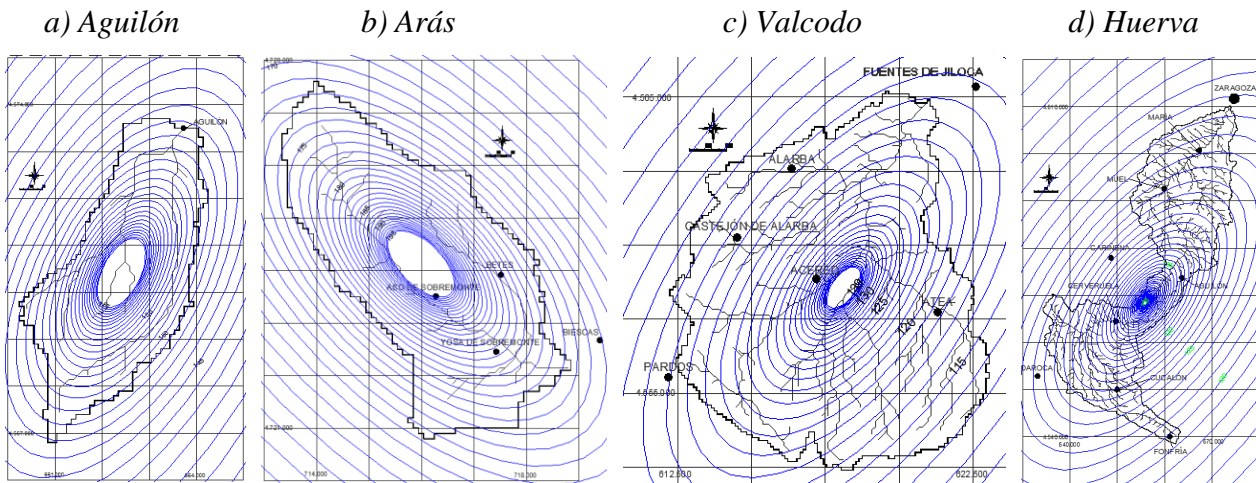
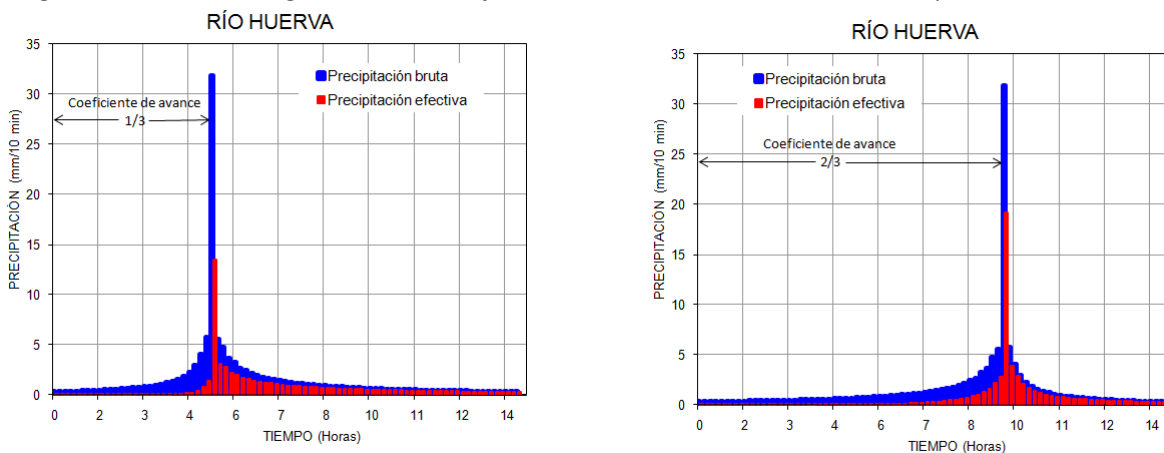


Figura 13.2.2.- Hietogramas con coeficiente de avance de tormenta  $1/3$  y  $2/3$  en el río Huerva.



Para los 5 casos simulados de cada cuenca, se obtiene, para el evento completo, la misma cantidad de precipitación bruta (e.g., 128 mm en el río Huerva) y la misma cantidad de precipitación efectiva (e.g., 59 mm en el río Huerva). La diferencia entre eventos está en que la precipitación efectiva ocurrida en el intervalo de mayor intensidad es diferente en cada caso, en cambio, la precipitación bruta sigue siendo la misma en todos los casos.

A modo de ejemplo, se puede observar en la [figura 13.2.2](#), cómo en función del coeficiente de avance de la tormenta, la precipitación efectiva es notablemente superior cuanto más tarde se produce el intervalo de mayor intensidad (mayor coeficiente de avance de tormenta).

En la [tabla 13.2.1](#) se muestra, en cada cuenca, la precipitación efectiva en el intervalo de mayor intensidad en media hora para cada coeficiente de avance adoptado. Las diferencias con el evento estándar son sustanciales (incrementos del 45%-75% según cuenca). La explicación del fenómeno es que en los eventos con mayor coeficiente de avance (5/6), cuando se produce el intervalo de mayor intensidad, en la cuenca ha ocurrido mayor cantidad de precipitación antecedente que ha saturado el suelo, por lo que se produce mayor precipitación efectiva en este intervalo.

*Tabla 13.2.1.- Precipitación efectiva máxima en media hora para distintos casos de coeficiente de avance de tormenta variable, entre 1/6 y 5/6.*

| CORRIENTE       | PRECIPITACIÓN EFECTIVA MÁXIMA (mm)<br>EN MEDIA HORA |     |     |     |     | COMPARATIVO CON EL<br>EVENTO ESTÁNDAR (2/6) |     |     |     |     |
|-----------------|---|-----|-----|-----|-----|---|-----|-----|-----|-----|
|                 | 1/6   | 2/6 | 3/6 | 4/6 | 5/6 | 1/6   | 2/6 | 3/6 | 4/6 | 5/6 |
| Bco. de Aguilón | 15  | 22  | 26  | 30  | 32  | -32%  | 0%  | 18% | 36% | 45% |
| Bco. de Arás    | 14  | 22  | 28  | 32  | 35  | -36%  | 0%  | 27% | 45% | 59% |
| R. de Valcodo   | 8   | 12  | 16  | 19  | 21  | -33%  | 0%  | 33% | 58% | 75% |
| Río Huerva      | 14  | 18  | 23  | 26  | 28  | -22%  | 0%  | 28% | 44% | 56% |

Como puede comprobarse en la [tabla 13.2.2](#), el efecto en los hidrogramas resultantes es igualmente significativo. La variación entre estos escenarios de precipitación efectiva en media hora, implica otra variación en el caudal punta de los hidrogramas, con diferencias respecto al evento estándar entre 46% y 76% de incremento, o las diferencia entre los eventos de menor y mayor caudal punta que oscila: 95% en Aguilón, 102% en Arás, 103% en Valcodo y 61% en el río Huerva.

*Tabla 13.2.2.- Caudal punta (m<sup>3</sup>/s) para distintos casos de coeficiente de avance de tormenta.*

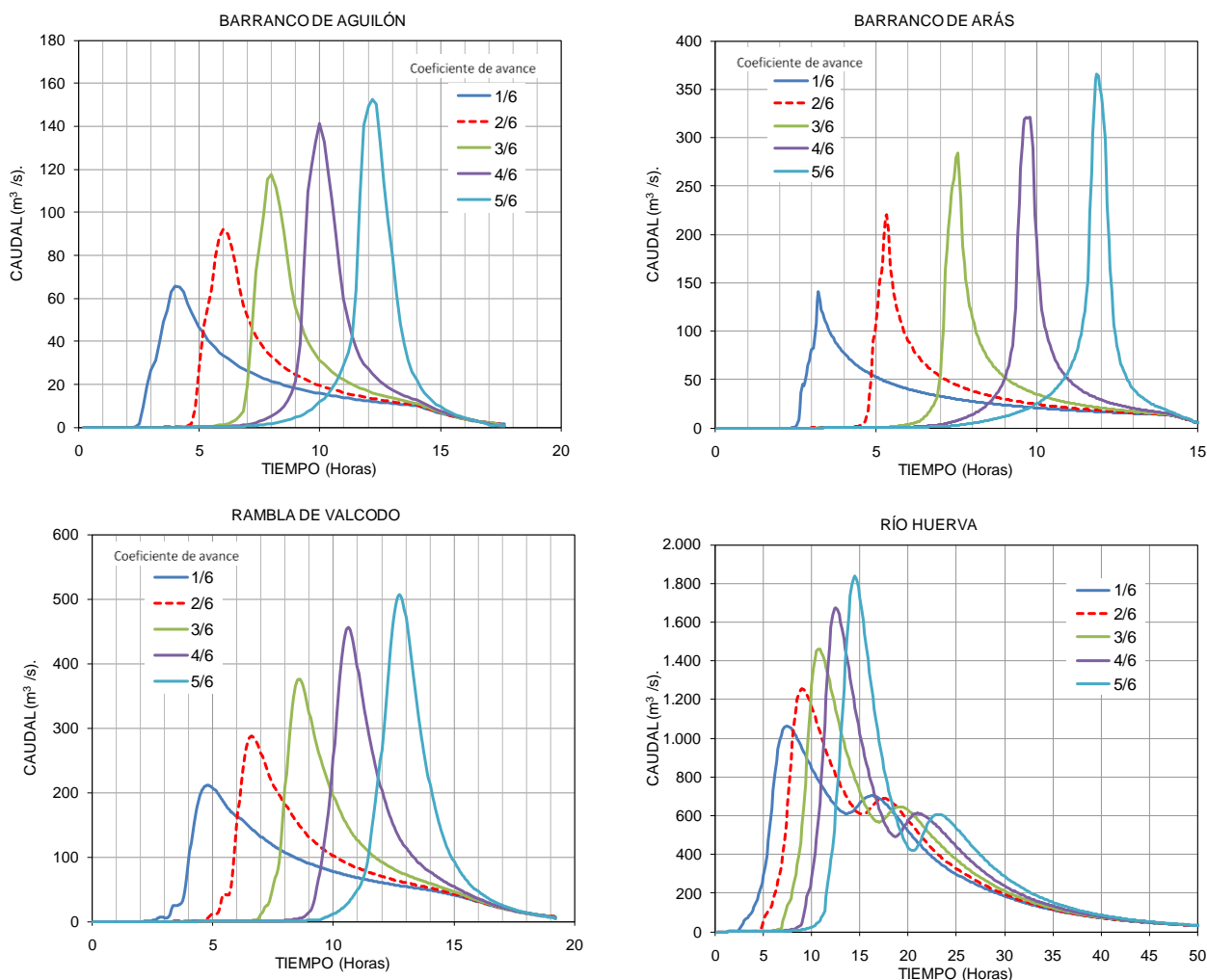
| CORRIENTE       | CAUDAL PUNTA (m <sup>3</sup> /s) |       |       |       |       | COMPARATIVO CON EL<br>EVENTO ESTÁNDAR (2/6) |     |     |     |     |
|-----------------|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|---|-----|-----|-----|-----|
|                 | 1/6                              | 2/6   | 3/6   | 4/6   | 5/6   | 1/6   | 2/6 | 3/6 | 4/6 | 5/6 |
| Bco. de Aguilón | 66                               | 92    | 117   | 141   | 152   | -29%  | 0%  | 28% | 54% | 66% |
| Bco. de Arás    | 141                              | 221   | 284   | 321   | 366   | -36%  | 0%  | 29% | 46% | 66% |
| R. de Valcodo   | 211                              | 287   | 376   | 456   | 506   | -27%  | 0%  | 31% | 59% | 76% |
| Río Huerva      | 1.062                            | 1.254 | 1.462 | 1.676 | 1.836 | -15%  | 0%  | 17% | 34% | 46% |

En la [figura 13.2.3](#) se representan los hidrogramas de todos los eventos. Aunque el volumen del hidrograma (equivalente al volumen de precipitación efectiva) es el mismo en todos los eventos de una misma cuenca, se puede observar que en los eventos con mayor coeficiente de avance, la salida de la mayor parte del volumen de agua se concentra en menor espacio de tiempo y se genera un caudal punta mayor.

Es de señalar que el episodio de agosto de 1996 del barranco de Arás, donde los estudios apuntan a la persistencia de la tormenta en un área ([Ministerio de Medio Ambiente, 1998](#)), responde a este modelo de avance de la tormenta con un coeficiente de avance elevado.



Figura 13.2.3.- Distintos hidrogramas correspondientes a coeficientes de avance de 1/6 a 5/6.



Resulta llamativo en el río Huerva, que los hidrogramas resultantes presentan dos picos, perfectamente justificados con la distribución espacial del área de la cuenca, que puede sintetizarse como dividida en dos subcuencas unidas por una parte central más estrecha de 10 km de longitud. El primer pico, con valor más alto, se produce con la subcuenca más próxima al punto de salida (en Zaragoza). El segundo pico está producido por la subcuenca más alejada, por lo cual, el agua ha circulado a través de una longitud de cauce mayor y, en consecuencia, tiene mayor laminación.

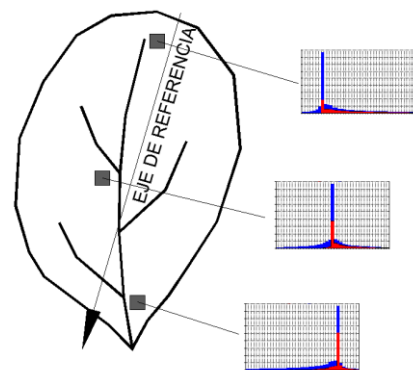
También es relevante observar que a la vez que crece el coeficiente de avance, el primer pico también crece al igual que en las otras cuencas, pero en el segundo pico ocurre lo contrario. Esto se debe a que en el instante del segundo pico, el caudal que aporta la subcuenca baja es mayor en los eventos con menor coeficiente de avance de tormenta.

### 13.2.2 DESPLAZAMIENTO ESPACIAL DEL NÚCLEO DE LA TORMENTA.

Esta simulación representa, dentro de un evento, el desplazamiento del núcleo de la tormenta por la cuenca<sup>22</sup>. Inicialmente se realizan dos grupos de simulaciones:

- Desplazamiento longitudinal: La tormenta se desplaza según un eje longitudinal que, aproximadamente, va desde la parte alta de la cuenca hasta el punto de salida. Se contemplan dos casos que se comparan con el evento estándar sin desplazamiento: uno con desplazamiento desde la parte alta hasta la parte baja y otro en sentido inverso.
- Desplazamiento transversal: El caso es similar al anterior pero con desplazamiento según un eje transversal.

La simulación se realiza a través del coeficiente de avance de tormenta, el cual difiere de un punto a otro de la cuenca. En la [figura 13.2.4](#) se esquematiza la distribución de los hietogramas en cada zona para el caso de desplazamiento de arriba abajo. Los hietogramas de celdas situadas en la cabecera presentan un coeficiente de avance menor (el pico de la lluvia se produce antes), en tanto que los situados en la zona de salida tienen un coeficiente mayor, dándose valores intermedios (linealmente distribuidos) a lo largo de la cuenca. El caso extremo es cuando la diferencia entre ambos coeficientes de avance coincide aproximadamente con el tiempo de respuesta ( $T_{LAG}$ ) del evento estándar.

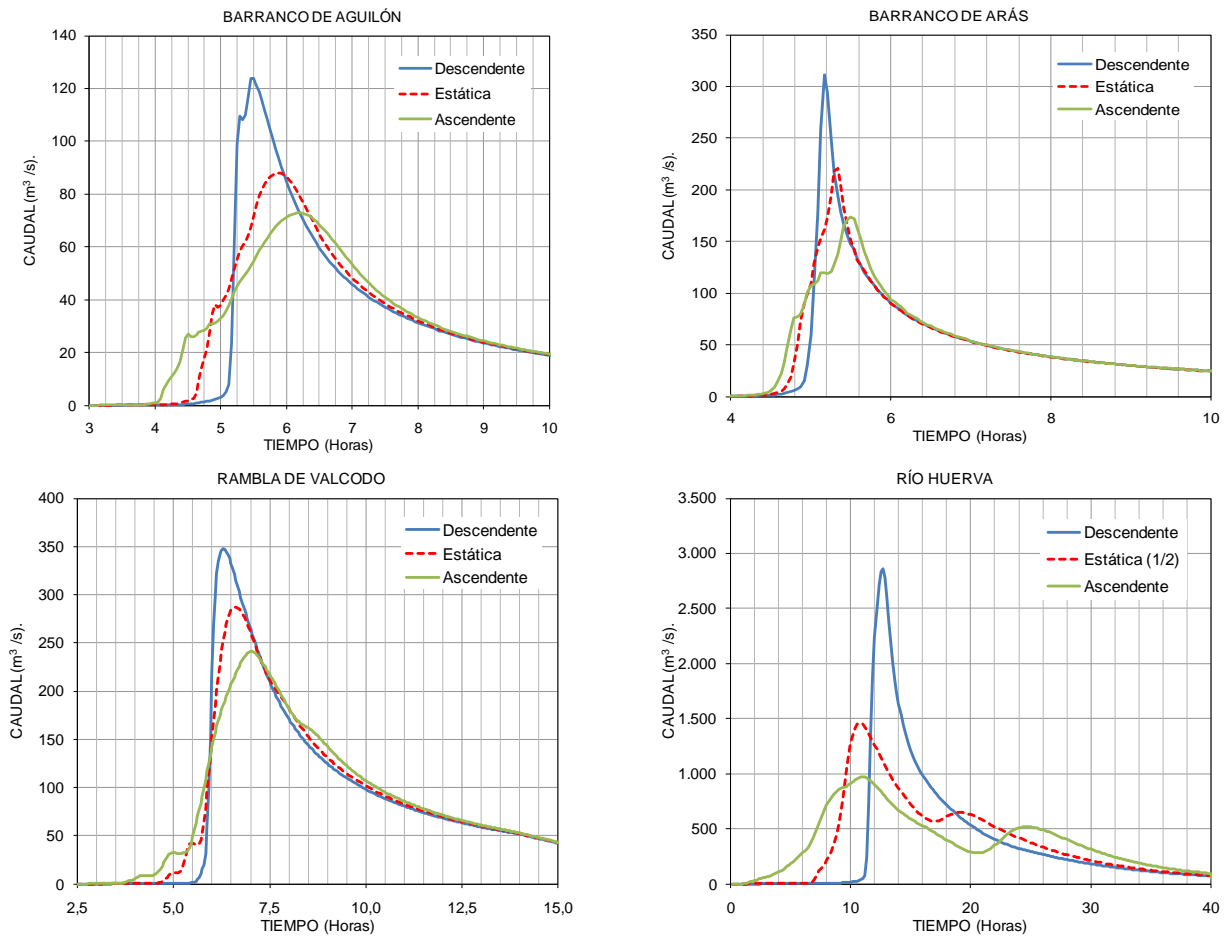


*Figura 13.2.4.- Esquema con coeficiente de avance de tormenta distribuido y hietogramas resultantes.*

En la [figura 13.2.5](#) se muestran los hidrogramas calculados con movimiento longitudinal. Como es de esperar, para las 4 cuencas, el movimiento longitudinal de la tormenta desde cabecera a la salida, produce incrementos de caudal punta, siendo en el río Huerva donde se alcanzan mayores proporciones, casi el doble. El desplazamiento en sentido inverso produce una disminución del caudal punta, que es también mayor en el río Huerva.

<sup>22</sup> En el caso anterior la variación se producía entre eventos y no dentro de un mismo evento. Allí, el coeficiente de avance era el mismo en todos los puntos de la cuenca dentro de cada evento. Aquí, dentro de un evento, el coeficiente de avance varía de un punto a otro de la cuenca.

Figura 13.2.5.- Hidrogramas con desplazamiento longitudinal del coeficiente de avance.



En la figura 13.2.6 se muestran los hidrogramas calculados con movimiento transversal. También en este caso, es para el río Huerva donde se dan las mayores diferencias entre uno u otro sentido del movimiento, lo que podría estar relacionado con la menor simetría que presenta esta cuenca. Así, cuando las tormentas se desplazan hacia el NW se incrementa el caudal punta.

Tabla 13.2.3.- Caudal punta (m³/s) con desplazamiento longitudinal del coeficiente de avance.

| CORRIENTE           | CAUDAL PUNTA (m³/s) |          |            | COMPARATIVO CON EL EVENTO ESTÁNDAR |          |            |
|---------------------|---------------------|----------|------------|------------------------------------|----------|------------|
|                     | DESCENDENTE         | ESTÁTICO | ASCENDENTE | DESCENDENTE                        | ESTÁTICO | ASCENDENTE |
| Barranco de Aguilón | 124                 | 92       | 73         | 35%                                | 0%       | -21%       |
| Barranco de Arás    | 311                 | 221      | 173        | 41%                                | 0%       | -21%       |
| Rambla de Valcodo   | 347                 | 287      | 241        | 21%                                | 0%       | -16%       |
| Río Huerva          | 2.864               | 1.462    | 971        | 96%                                | 0%       | -34%       |

En la tabla 13.2.3 se realiza el estudio comparativo donde destaca, en el río Huerva, un incremento del 96% en el evento descendente.

Figura 13.2.6.- Hidrogramas con desplazamiento transversal del coeficiente de avance.

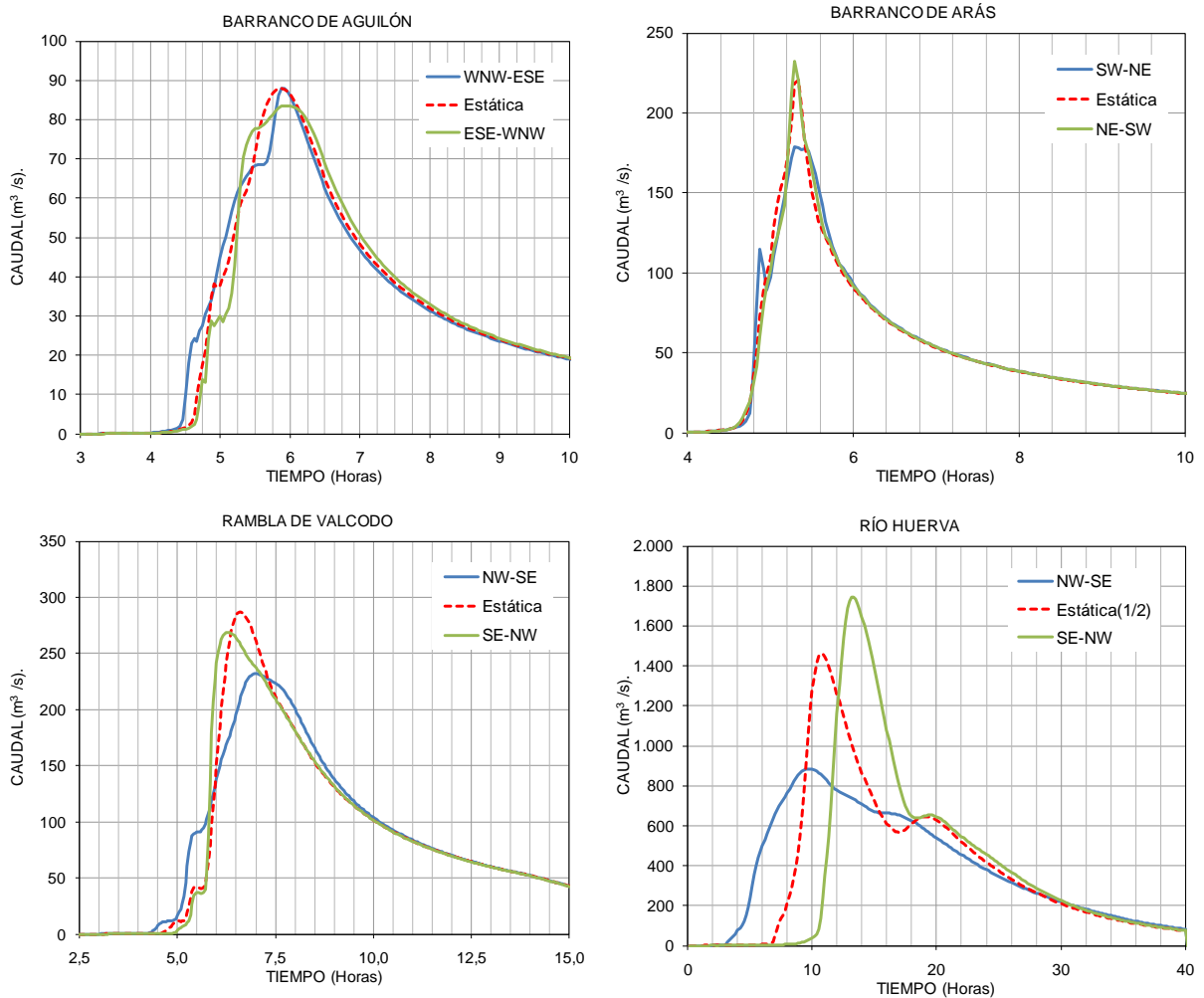
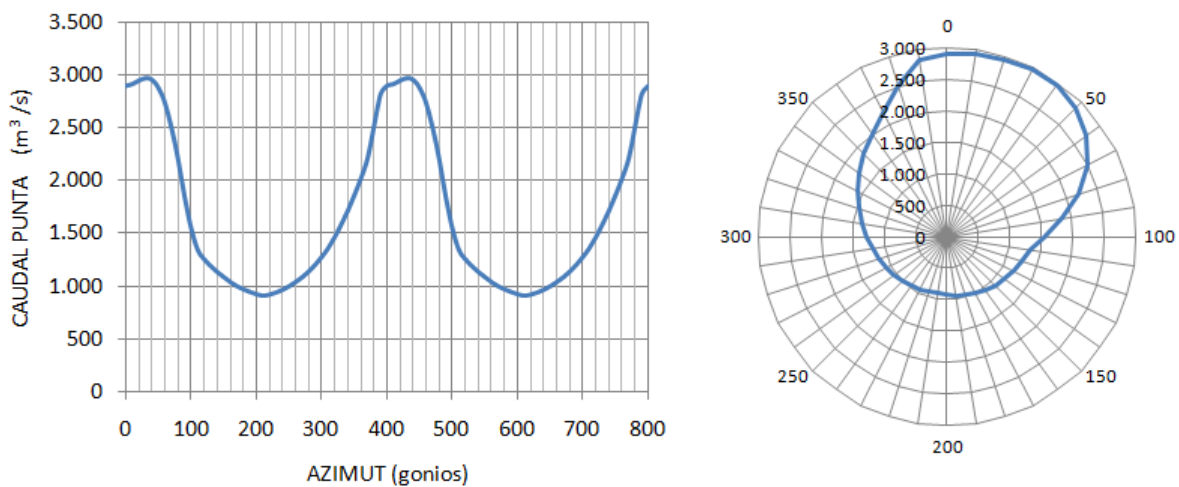


Figura 13.2.7.- Gráficos de caudal punta de hidrogramas obtenidos para distintas direcciones del desplazamiento de la tormenta en el río Huerva. Las direcciones están en gonios (grados centesimales)<sup>23</sup>. Las direcciones indican hacia dónde se dirige la tormenta.



<sup>23</sup> El gonio es una unidad comúnmente utilizada en cartografía y geodesia para designar ángulos.

Es evidente que si se realizan múltiples simulaciones adoptando varios rumbos de avance de la tormenta, se conseguirá una distribución con un máximo y un mínimo. Esto es lo que se ha realizado en el río Huerva con un patrón de lluvia circular (Para no introducir diferencias por la forma del patrón) y se representa en la [figura 13.2.7](#), y en la [tabla 13.2.4](#) se dan los resultados. De este estudio direccional se desprenden varias conclusiones relevantes:

- Los caudales punta máximo y mínimo difieren notablemente, en concreto son 3.000 y 1.000 m<sup>3</sup>/s respectivamente.
- En el río Huerva, las tormentas que se desplazan con dirección 30<sup>g</sup> generan el máximo caudal punta, en tanto que el mínimo es en dirección 210<sup>g</sup>.
- La forma de la curva es redondeada en la zona del mínimo y más aguda en la zona del máximo. Esto significa que la amplitud de direcciones con caudales similares, es más reducida en máximos que en mínimos. También que (sin tener en consideración factores reales, orográficos etc.) la probabilidad de eventos máximos será menor que la de eventos mínimos. En el estudio del río Huerva y para esta lluvia concreta, la probabilidad de que el evento, en las condiciones simuladas, supere 2.500 m<sup>3</sup>/s es del 22% en tanto que la probabilidad de que no se superen 1.500 m<sup>3</sup>/s es del 55%.
- La curva obtenida es ligeramente asimétrica: máximo y mínimo caudal no están en direcciones exactamente opuestas.
- Existe una dirección y su opuesta en que los caudales punta son iguales. En el río Huerva estas direcciones son 110<sup>g</sup> y 310<sup>g</sup>, que coinciden con la perpendicular a la dirección de valor mínimo.

*Tabla 13.2.4.- Resultados del estudio direccional de tormentas en el río Huerva y comparativo.*

| COMPARATIVO DIRECCIONAL DEL CAUDAL PUNTA |                                      |                                      |            |                |                |              |                                      |                                      |            |                |                |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|------------|----------------|----------------|--------------|--------------------------------------|--------------------------------------|------------|----------------|----------------|
| Az<br>gonios                             | Qp <sub>1</sub><br>m <sup>3</sup> /s | Qp <sub>2</sub><br>m <sup>3</sup> /s | DIFERENCIA |                |                | Az<br>gonios | Qp <sub>1</sub><br>m <sup>3</sup> /s | Qp <sub>2</sub><br>m <sup>3</sup> /s | DIFERENCIA |                |                |
|  |                                      |                                      | ABSOLUTA   | % <sub>1</sub> | % <sub>2</sub> |              |                                      |                                      | ABSOLUTA   | % <sub>1</sub> | % <sub>2</sub> |
| 0  | 2.905                                | 921                                  | 1.984      | 68%            | 215%           | 100          | 1.545                                | 1.276                                | 269        | 17%            | 21%            |
| 10                                       | 2.922                                | <b>907</b>                           | 2.015      | 69%            | 222%           | 110          | <b>1.342</b>                         | <b>1.362</b>                         | -21        | -2%            | -2%            |
| 20                                       | 2.955                                | 917                                  | 2.037      | 69%            | 222%           | 120          | 1.252                                | 1.468                                | -215       | -17%           | -15%           |
| 30                                       | <b>2.978</b>                         | 937                                  | 2.041      | 69%            | 218%           | 130          | 1.188                                | 1.588                                | -400       | -34%           | -25%           |
| 40                                       | 2.962                                | 963                                  | 1.999      | 67%            | 207%           | 140          | 1.131                                | 1.719                                | -588       | -52%           | -34%           |
| 50                                       | 2.884                                | 997                                  | 1.887      | 65%            | 189%           | 150          | 1.084                                | 1.867                                | -783       | -72%           | -42%           |
| 60                                       | 2.734                                | 1.037                                | 1.697      | 62%            | 164%           | 160          | 1.036                                | 2.027                                | -991       | -96%           | -49%           |
| 70                                       | 2.495                                | 1.083                                | 1.412      | 57%            | 130%           | 170          | 997                                  | 2.213                                | -1.215     | -122%          | -55%           |
| 80                                       | 2.201                                | 1.137                                | 1.063      | 48%            | 94%            | 180          | 968                                  | 2.523                                | -1.555     | -161%          | -62%           |
| 90                                       | 1.840                                | 1.203                                | 637        | 35%            | 53%            | 190          | 943                                  | 2.825                                | -1.882     | -200%          | -67%           |

Az      Acimut: ángulo respecto al norte  
 geográfico positivo hacia el Este.

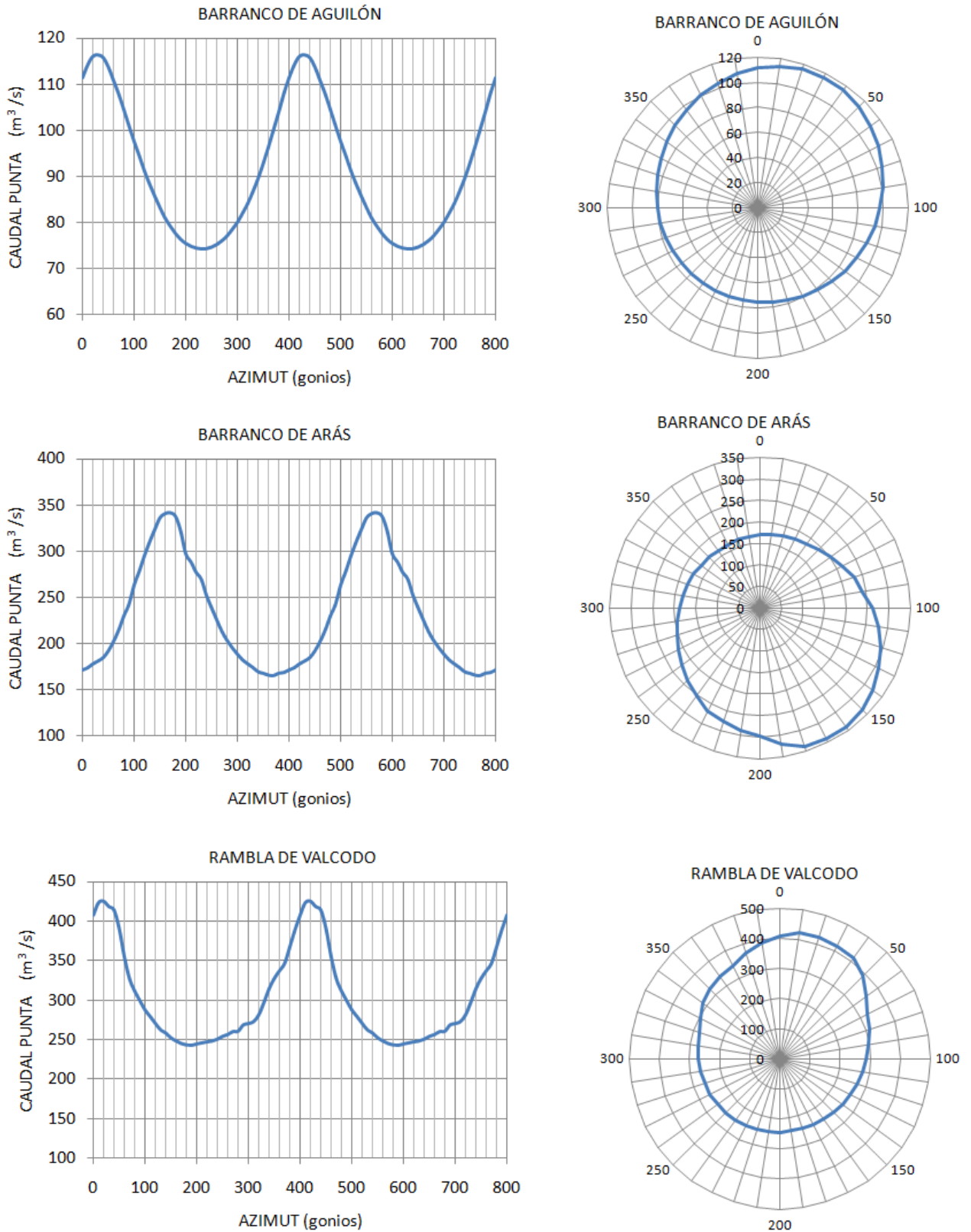
Qp<sub>1</sub>    Caudal punta.

Qp<sub>2</sub>    Caudal punta en la dirección opuesta (Az+200).

%<sub>1</sub>      Diferencia en % respecto a Qp<sub>1</sub>.

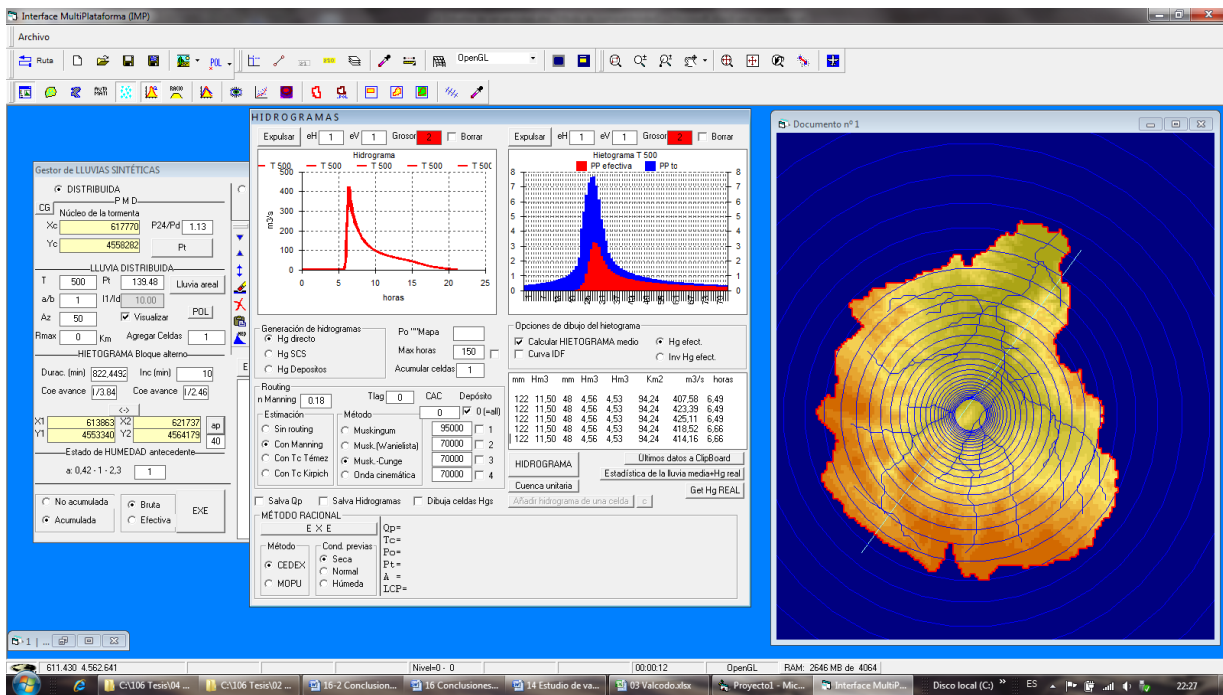
%<sub>2</sub>      Diferencia en % respecto a Qp<sub>2</sub>.

Figura 13.2.8.- Gráficos de caudal punta de hidrogramas obtenidos para distintas direcciones del desplazamiento de la tormenta para las cuencas de Aguilón, Arás y Valcodo.



En la figura 13.2.8 se representan los gráficos de caudal punta para distintas direcciones en las otras cuencas. En todas ellas se observa que los gráficos mantienen una orientación aproximadamente con el eje de cada cuenca. En la figura 13.2.9 se presenta la pantalla del programa utilizado en los cálculos.

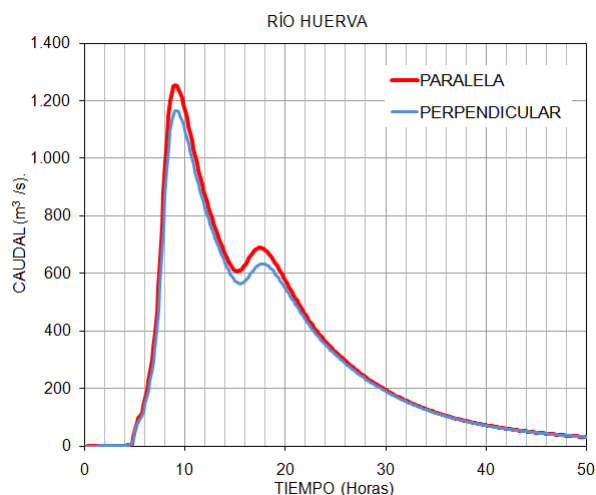
Figura 13.2.9.- Captura de pantalla del programa informático utilizado (SHEE), en este caso en los cálculos de la rambla de Valcodo.



### 13.2.3 ORIENTACIÓN DEL PATRÓN ELÍPTICO DE LA TORMENTA.

La orientación de la tormenta (orientación del patrón elíptico con el eje mayor paralelo o perpendicular al eje de la cuenca) no produce diferencias relevantes. En la figura 13.2.8 se muestran para el río Huerva (es esta cuenca donde se han obtenido mayores diferencias) ambos supuestos.

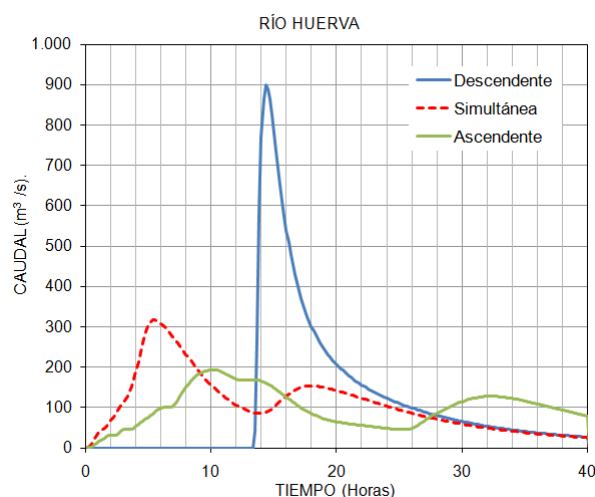
Figura 14.2.8.- Hidrogramas del río Huerva con diferente orientación del patrón elíptico de lluvia.



### 13.2.4 EFECTO CORTINA.

El modelo del efecto cortina es similar al modelo de desplazamiento del núcleo de la tormenta con la diferencia de que la tormenta está confinada en una estrecha franja que se desplaza por la cuenca y que es asimilable a un frente de lluvia. El hidrograma es muy corto, y la lluvia se produce simultáneamente, solamente en los puntos de la franja perpendicular al eje de traslación. Para esta simulación, en el río Huerva, se ha definido una lluvia efectiva de 18 mm en 30 minutos, con un tiempo de desplazamiento entre los puntos más extremos de 14 horas, tiempo similar a la propagación del pico de la crecida desde la cabecera hasta el punto de desagüe. Para el evento descendente, se consigue que en cada franja llueva cuando pasa el pico de la avenida, es decir, que el frente se desplaza con el pico de la crecida. En la [figura 13.2.9](#) puede verse que en el evento ascendente se produce un incremento del 200%, en tanto que para el evento descendente, la disminución es del 33%.

*Figura 14.2.9.- Hidrogramas del río Huerva con para el efecto cortina.*



### 13.2.5 TORMENTAS INDEFINIDAS.

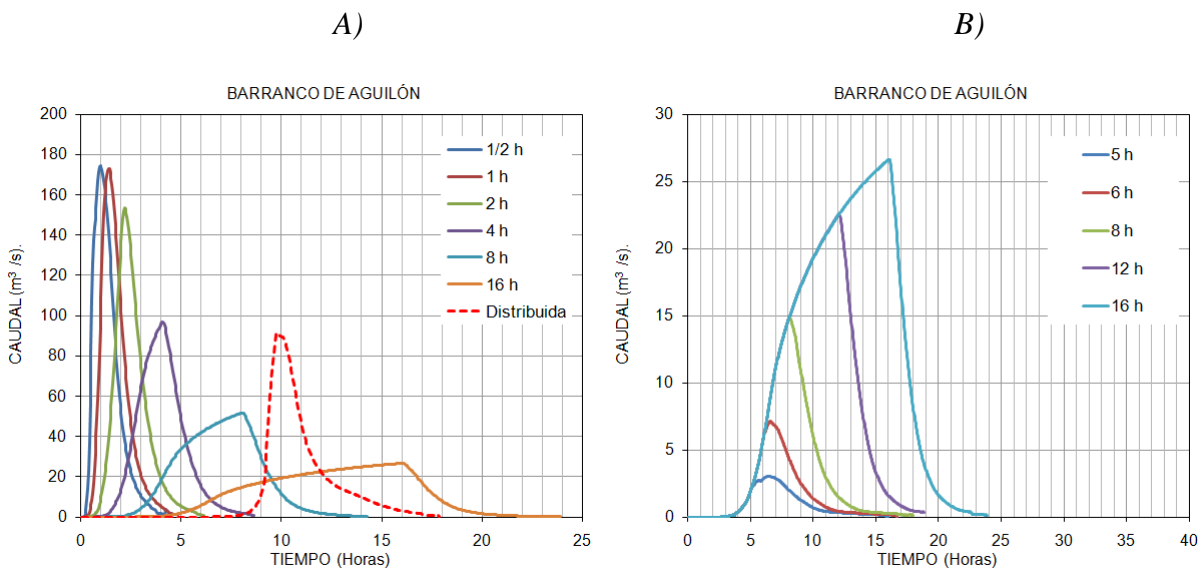
Esta simulación consiste en considerar una lluvia constante que se extiende indefinidamente en el tiempo, o durante un intervalo de tiempo muy prolongado. Se realizan dos simulaciones:

- Con precipitación bruta constante: en la simulación puede apreciarse cómo el terreno se satura y, poco a poco, pierde capacidad de retención de agua con lo cual, la escorrentía tiende a igualarse a la precipitación total pero siempre hay una pequeña diferencia, cada vez más pequeña.
- Con precipitación efectiva constante: en este caso, la escorrentía se iguala con la precipitación total justo en el instante del tiempo de concentración de la cuenca. A partir de aquí, la misma cantidad que entra como lluvia, sale como caudal. Cuando se detiene la lluvia sobreviene la curva de recesión.



Este efecto se observa mejor en cuencas pequeñas donde el tiempo de concentración es corto, es por ello que estas simulaciones se realizan con la cuenca del barranco de Aguilón. El objeto principal de estas simulaciones es ilustrar el funcionamiento del proceso de infiltración con el modelo del número de curva.

Figura 13.2.10.- Simulaciones con precipitación bruta constante. A) Hidrogramas obtenidos con una precipitación bruta uniforme de 145 mm en todos los casos, que cae en distintos intervalos de tiempo, entre ½ hora y 16 horas. A modo de comparación, también se representa una lluvia estándar distribuida, también de 145 mm. B) Hidrogramas correspondientes a lluvias de la misma intensidad, constante, con distinta duración, entre 5 y 16 horas. En este caso, la precipitación total es distinta en cada caso.

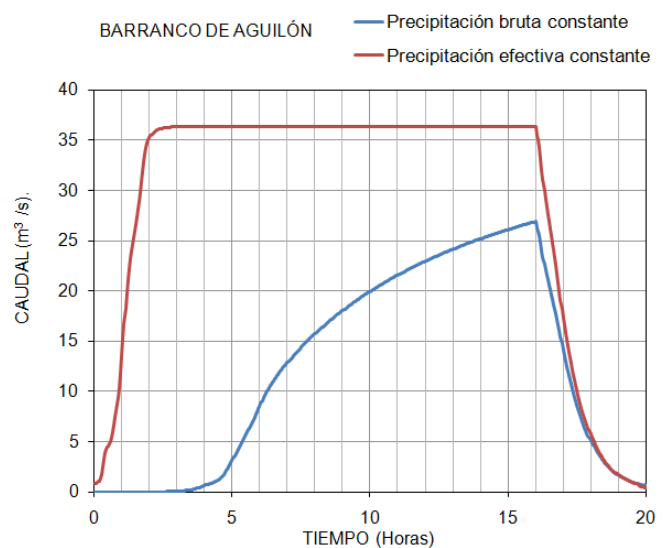


En la figura 13.2.10 se realizan simulaciones con precipitación bruta constante. En la primera figura la precipitación bruta es uniforme, siendo ésta de 145 mm en todo el episodio que, en cada caso tiene distinta duración, por lo que la intensidad de precipitación también variará de un caso a otro. Así, cuando la duración es de ½ hora, la intensidad es de 290 mm/hora, en tanto que, cuando la duración del episodio es de 16 horas, la intensidad de lluvia es de 9 mm/hora.

Como el área de la cuenca es de 14,49 km<sup>2</sup>, para esta última intensidad de lluvia de 7,5 mm/hora, se tiene que la entrada de agua a la cuenca es de 36,2 m<sup>3</sup>/s, valor al que tiende el hidrograma antes de que se detenga la lluvia. En la segunda figura, se representan hidrogramas de lluvia bruta de 9 mm/hora. Cuanto mayor es la duración de la lluvia, el caudal alcanzado está más próximo al valor umbral de 36,2 m<sup>3</sup>/s.

En la figura 13.2.11, se representan dos hidrogramas, uno de ellos ya visto anteriormente y que corresponde a una precipitación bruta total de 145 mm en 16 horas, es decir, con una intensidad de lluvia constante de 9 mm/hora. El nuevo hidrograma corresponde a una precipitación, esta vez efectiva, constante de 145 mm en 16 horas. Se observa que, a partir de unas 2,5 horas, asimilable al tiempo de concentración de la cuenca, se alcanza el máximo caudal, de 36,2 m<sup>3</sup>/s, que permanece constante hasta que cede la lluvia. En este periodo, sale de la cuenca la misma cantidad de agua que entra.

Figura 14.2.11.- Hidrogramas con distintos modelos de precipitación.



### 13.3 CONDICIONES HIDROLÓGICAS DEL TERRENO.

El estado de humedad antecedente o, lo que es lo mismo, la ocurrencia de un periodo lluvioso anterior al episodio considerado, es uno de los factores más influyentes en la producción de esorrentía.

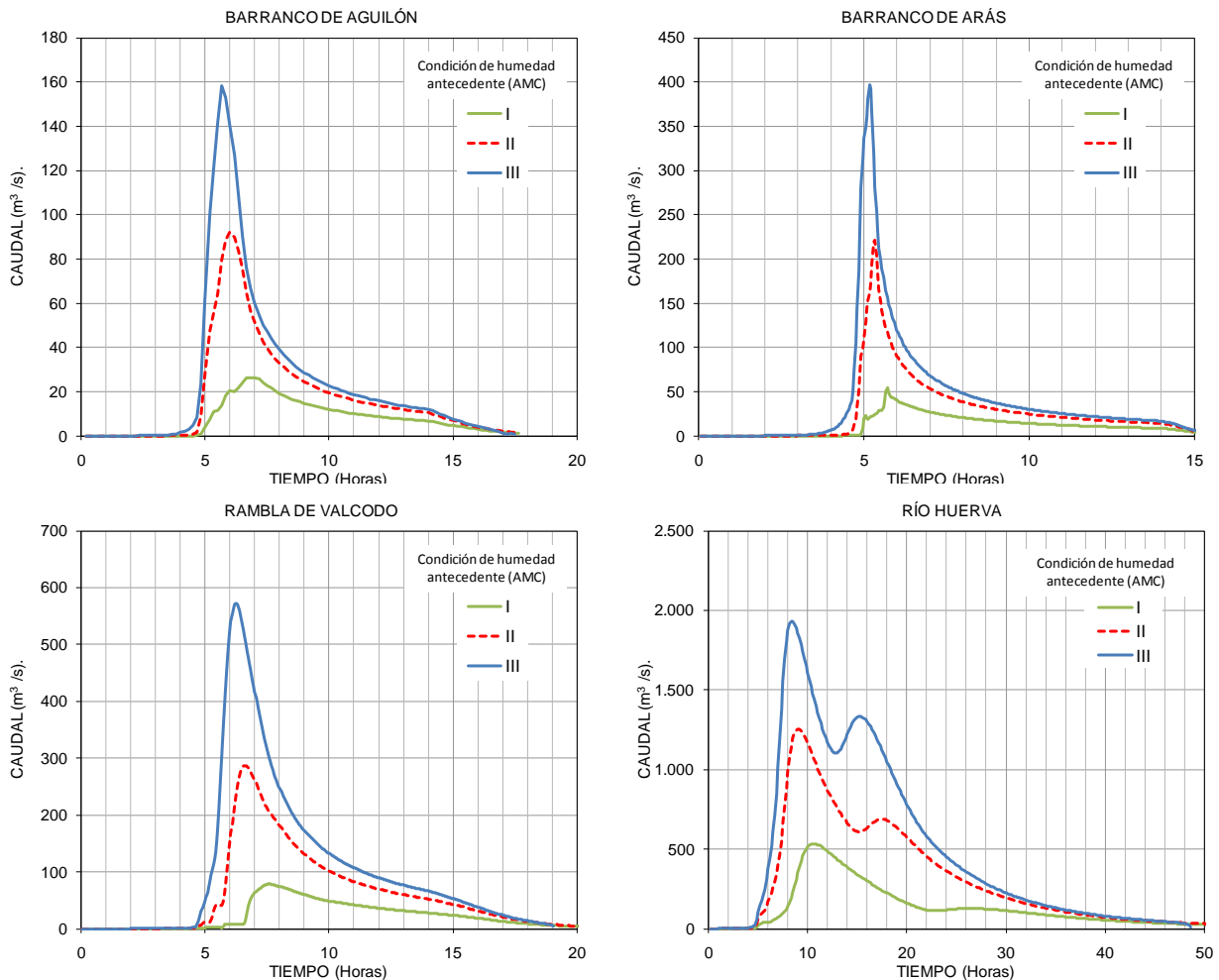
Ésta característica, a diferencia de la distribución espacio-temporal de la tormenta, no solamente influye en el periodo de tiempo en que sale una misma cantidad de agua de la cuenca, sino que también determina el volumen de esorrentía que genera cada evento.

La simulación de esta característica se realiza con diferentes valores del número de curva (determinados mediante el parámetro  $a$  de Aldana). Se han seleccionado los tres casos representativos que determina el SCS para las condiciones de humedad antecedente (condiciones AMC), que son: en condiciones normales (tipo II,  $a=1$ ), secas (tipo I,  $a=0,42$ ) y húmedas (tipo III,  $a=2,3$ ).

En la [figura 13.3.1](#) se muestran los hidrogramas obtenidos, y en las [tablas 13.3.1 y 13.3.2](#) se dan los valores de volumen de escorrentía y caudal punta. Se destacan las siguientes observaciones:

- La diferencia de volúmenes de escorrentía entre unas y otras condiciones es notable. Por ejemplo, en la Rambla de Valcodo, las diferencias sobre el evento estándar son  $\pm 62\%$ .
- Las diferencias en el caudal punta son todavía mayores,  $+99\%$  y  $-73\%$  en Valcodo.

*Figura 13.3.1.- Hidrogramas con diferentes condiciones de humedad antecedente (AMC).*



Es de señalar que esta simulación de cambio de estado de las condiciones hidrológicas del terreno es representativa de las transformaciones en regadío que se llevan a cabo en determinados sectores de cuencas, con las cuales se produce un aumento artificial en las condiciones de humedad del terreno que lleva consigo una menor capacidad de retención de agua de lluvia.

Tabla 13.3.1.- Volumen de escorrentía ( $hm^3$ ) para distintas condiciones de humedad antecedente (AMC).

| CORRIENTE           | ESCORRENTÍA ( $hm^3$ ) |      |      | COMPARATIVO CON EVENTO ESTÁNDAR (II) |    |     |
|---------------------|------------------------|------|------|--------------------------------------|----|-----|
|                     | I                      | II   | III  | I                                    | II | III |
| Barranco de Aguilón | 0,5                    | 1,1  | 1,6  | -55%                                 | 0% | 45% |
| Barranco de Arás    | 0,6                    | 1,5  | 2,3  | -59%                                 | 0% | 51% |
| Rambla de Valcodo   | 1,7                    | 4,5  | 7,2  | -62%                                 | 0% | 62% |
| Río Huerva          | 26,6                   | 61,0 | 91,5 | -56%                                 | 0% | 50% |

Tabla 13.3.2.- Caudal punta ( $m^3/s$ ) para distintas condiciones de humedad antecedente (AMC).

| CORRIENTE           | CAUDAL PUNTA ( $m^3/s$ ) |       |       | COMPARATIVO CON EVENTO ESTÁNDAR (II) |    |     |
|---------------------|--------------------------|-------|-------|--------------------------------------|----|-----|
|                     | I                        | II    | III   | I                                    | II | III |
| Barranco de Aguilón | 26                       | 92    | 158   | -71%                                 | 0% | 72% |
| Barranco de Arás    | 54                       | 221   | 397   | -76%                                 | 0% | 80% |
| Rambla de Valcodo   | 79                       | 287   | 573   | -73%                                 | 0% | 99% |
| Río Huerva          | 532                      | 1.254 | 1.931 | -58%                                 | 0% | 54% |

### 13.4 CONDICIONES HIDRÁULICAS DE CAUCES.

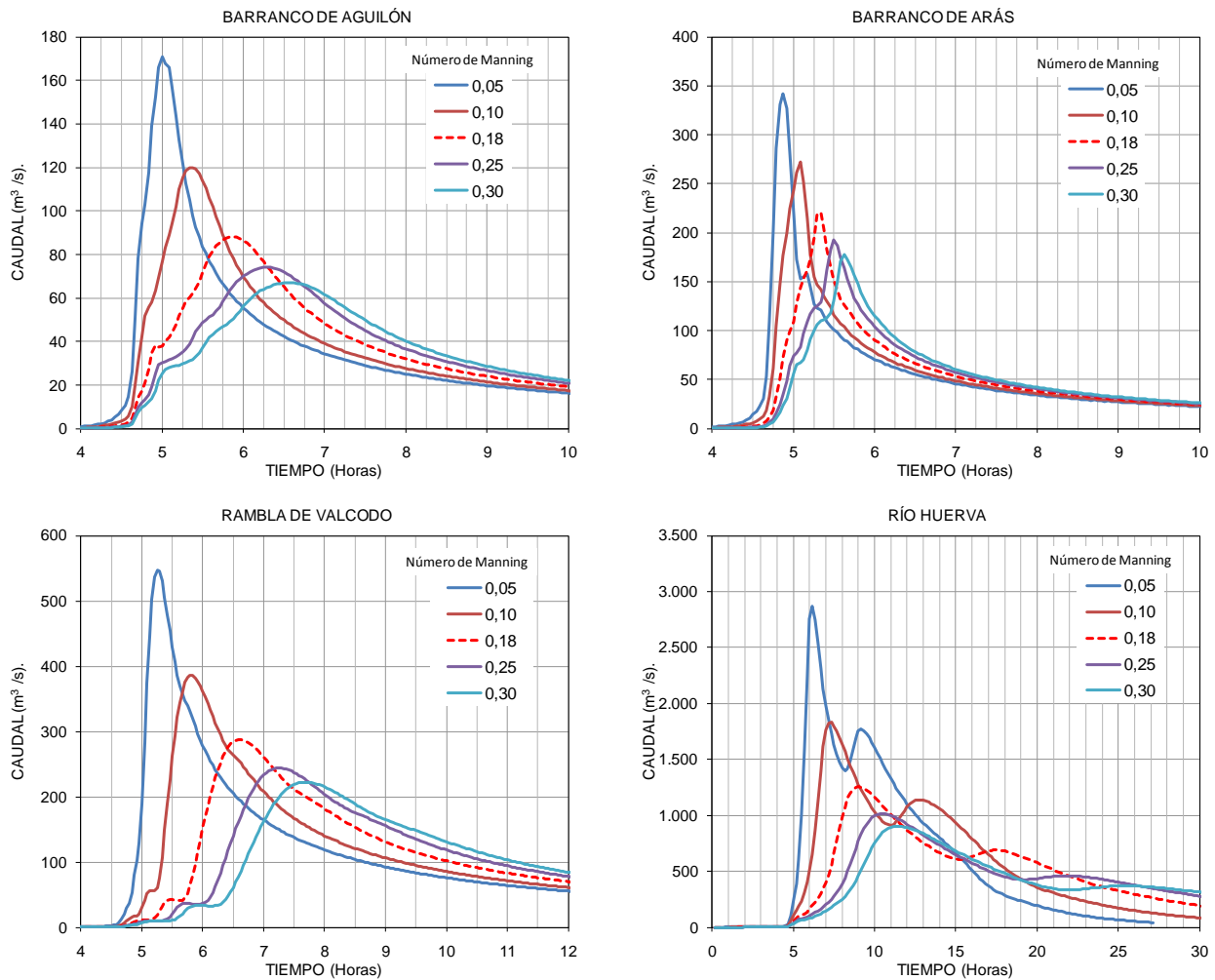
La circulación de flujo se ha modelizado con el método de Muskingum-Cunge evaluado con la fórmula de Manning, dependiente de propiedades físicas extraídas del modelo digital del terreno y un coeficiente de rugosidad ( $n$ ) que es el parámetro variable. Para condiciones estándar se ha utilizado un valor  $n=0,18$  que es el que mejor se ha ajustado en cuanto a los tiempos de respuesta deducidos de las fórmulas de tiempos de concentración. Hay que hacer notar que el valor de este coeficiente, originalmente representativo de condiciones hidráulicas, aquí engloba otras características entre las que se encuentra la propia mecánica del modelo, por ejemplo en lo relativo a las longitudes de cauce medidas en el modelo digital que dependen del tamaño de celda, por tanto el valor de este coeficiente en absoluto puede asimilarse a los obtenidos en estudios hidráulicos.

Las simulaciones se han realizado con un rango de coeficientes de rugosidad de 0,05-0,30. El rango de variación de caudales punta es muy amplio, especialmente en el río Huerva, donde se registra un aumento del 129% en el caso más extremo.

Tabla 13.4.1.- Caudal punta ( $m^3/s$ ) para distintas condiciones de cauce (expresadas mediante el coeficiente de rugosidad de Manning,  $n$ ).

| CORRIENTE           | $n \rightarrow$ | CAUDAL PUNTA ( $m^3/s$ ) |       |       |       |     | COMPARATIVO CON EL EVENTO ESTÁNDAR (0,18) |     |      |      |      |
|---------------------|-----------------|--------------------------|-------|-------|-------|-----|---|-----|------|------|------|
|                     |                 | 0,05                     | 0,1   | 0,18  | 0,25  | 0,3 | 0,05                                      | 0,1 | 0,18 | 0,25 | 0,3  |
| Barranco de Aguilón |                 | 171                      | 120   | 92    | 74    | 67  | 86%                                       | 30% | 0%   | -20% | -27% |
| Barranco de Arás    |                 | 342                      | 272   | 221   | 193   | 177 | 55%                                       | 23% | 0%   | -13% | -20% |
| Rambla de Valcodo   |                 | 547                      | 386   | 287   | 244   | 222 | 90%                                       | 34% | 0%   | -15% | -23% |
| Río Huerva          |                 | 2.867                    | 1.829 | 1.254 | 1.015 | 902 | 129%                                      | 46% | 0%   | -19% | -28% |

Figura 13.4.1.- Hidrogramas con diferentes condiciones de cauce.



### 13.5 COMBINACIÓN DE CONDICIONES.

En este apartado se realizan simulaciones combinando las características de los apartados anteriores en las dos condiciones más extremas, aquellas que generan el mayor o menor caudal punta, y se comparan con el evento estándar. El significado de estas simulaciones es el establecimiento del rango de variación, donde la probabilidad de que cualquier evento posible se encuentre dentro esos límites es muy alta.

Por otra parte, la probabilidad de que ocurra una lluvia de 500 años y que coincidan las peores condiciones en todos los aspectos será considerablemente más baja que la propia probabilidad de que ocurra la mencionada lluvia.

Las condiciones que se han considerado en estas simulaciones, no han sido las más extremas para todos los casos, habiéndose adoptado las que se han considerado más razonables, que son las indicadas en la [tabla 13.5.1](#).

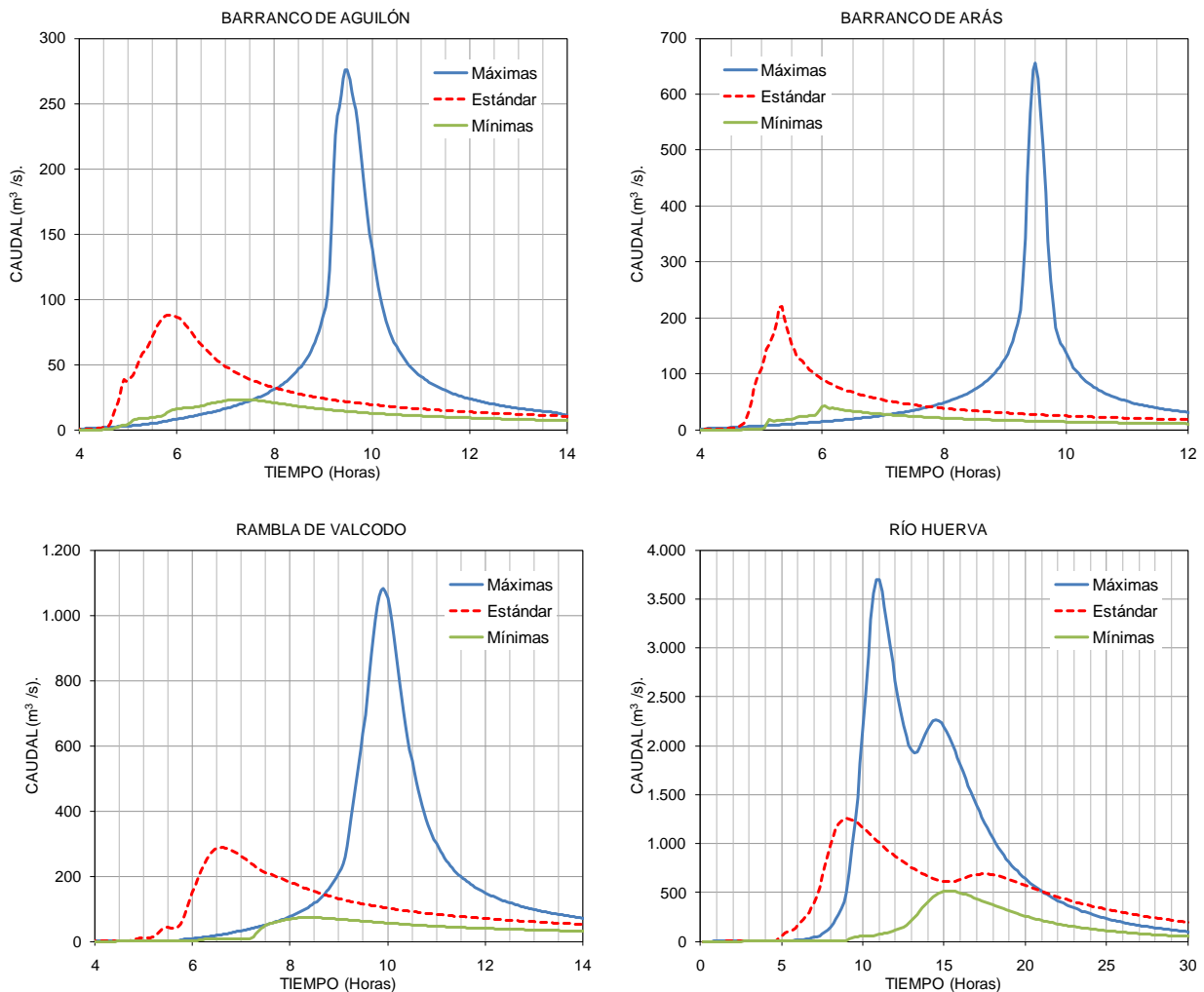
Tabla 13.5.1.- Condiciones extremas adoptadas en la modelización.

| CONDICIONES                                     | MÁXIMAS | ESTÁNDAR | MÍNIMAS |
|---|---------|----------|---------|
| Patrón de tormenta (coeficiente de avance)      | 2/3     | 1/3      | 1/3     |
| Circulación de flujo (coeficiente de rugosidad) | 0,10    | 0,18     | 0,25    |
| Condiciones de humedad antecedente              | III     | II       | I       |

Tabla 13.5.2.- Caudal punta ( $m^3/s$ ) para distintas condiciones extremas.

| CORRIENTE           | CAUDAL PUNTA ( $m^3/s$ ) |          |         | COMPARATIVO CON EL EVENTO ESTÁNDAR (II) |          |         |
|---------------------|--------------------------|----------|---------|---|----------|---------|
|                     | MÁXIMAS                  | ESTÁNDAR | MÍNIMAS | MÁXIMAS                                 | ESTÁNDAR | MÍNIMAS |
| Barranco de Aguilón | 276                      | 92       | 23      | 200%                                    | 0%       | -75%    |
| Barranco de Arás    | 655                      | 221      | 42      | 197%                                    | 0%       | -81%    |
| Rambla de Valcodo   | 1.082                    | 287      | 73      | 277%                                    | 0%       | -75%    |
| Río Huerva          | 3.695                    | 1.254    | 515     | 195%                                    | 0%       | -59%    |

Figura 13.5.1.- Hidrogramas con las condiciones extremas adoptadas.



En la [figura 13.5.1](#) se muestran los hidrogramas calculados y en la [tabla 13.5.2](#) los resultados, donde se observan aumentos del 200% y disminuciones del 81% respecto al caudal punta del evento estándar.

### 13.6 RESUMEN DEL ESTUDIO DE VARIABILIDAD.

Finalmente, en la [tabla 13.6.1](#) se presenta un resumen donde se cuantifica el rango de variación que puede originar cada característica hidrológica estudiada y pueden ser ordenadas según el grado de influencia atendiendo al rango de variación entre las condiciones extremas:

|   |                                       |      |
|---|---------------------------------------|------|
| 3 | Condiciones de humedad antecedente:   | 121% |
| 1 | Coeficiente de avance de tormenta:    | 91%  |
| 2 | Movimiento de la tormenta:            | 71%  |
| 4 | Condiciones de circulación en cauces: | 50%  |

Combinando todas las condiciones, se puede alcanzar un rango de variación todavía más elevado, del 289%.

*Tabla 13.6.1.- Resumen del estudio de variabilidad con distintas condiciones hidrológicas.*

| RESUMEN DEL ESTUDIO DE VARIACIÓN |      |     |      |     |      |     |      |     |      |      |
|----------------------------------|------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|------|------|
| CORRIENTE                        | 1    |     | 2    |     | 3    |     | 4*   |     | 5    |      |
| Barranco de Aguilón              | -29% | 66% | -21% | 35% | -71% | 45% | -20% | 30% | -75% | 200% |
| Barranco de Arás                 | -36% | 66% | -21% | 41% | -76% | 51% | -13% | 23% | -81% | 197% |
| Rambla de Valcodo                | -27% | 76% | -16% | 21% | -73% | 62% | -15% | 34% | -75% | 277% |
| Río Huerva                       | -15% | 46% | -34% | 96% | -58% | 50% | -19% | 46% | -59% | 195% |
| MEDIA                            | -27% | 64% | -23% | 48% | -69% | 52% | -17% | 33% | -72% | 217% |

1 Coeficiente de avance de tormenta.

2 Desplazamiento de la tormenta.

3 Condiciones de humedad antecedente.

4 Condiciones de circulación en cauces.

5 Combinación extrema de condiciones.

\* Las condiciones extremas reflejadas son 0,10 y 0,25 por considerarse las más razonables.

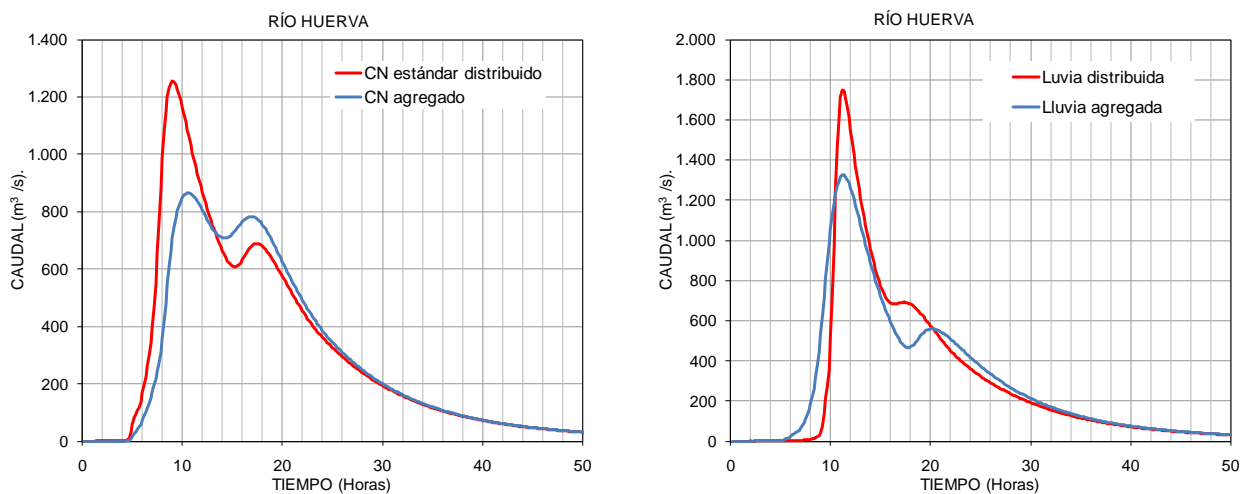
### 13.7 MODELIZACIÓN AGREGADA vs DISTRIBUIDA.

Se presenta este apartado para analizar la variabilidad que puede generar la propia mecánica del modelo, así se comparan los resultados de modelos agregados y distribuidos, de lluvia y de condiciones hidrológicas del suelo. Se ha elegido el río Huerva porque cuanto mayor es el tamaño de la cuenca, las diferencias tienden a ser mayores y pueden observarse con mayor claridad.

En cuanto a las condiciones hidrológicas del terreno, con el modelo distribuido se ha obtenido un caudal punta de 1.254 m<sup>3</sup>/s. El número de curva medio en la cuenca es 72. Aplicando este valor de forma uniforme en todos los puntos de la cuenca, se obtiene otro hidrograma con caudal punta de 865 m<sup>3</sup>/s, que representa una reducción del 31%.

En el modelo distribuido, cada punto (celda) de la cuenca tiene su propio hietograma y se puede calcular un hietograma medio de un evento en la cuenca. En el modelo agregado, se aplica uniformemente este hietograma medio. La simulación del modelo distribuido se ha realizado con un evento con movimiento de la tormenta y se ha obtenido un caudal punta de  $1.748 \text{ m}^3/\text{s}$ , en tanto que con el modelo agregado se ha producido una reducción del 24%, con un caudal punta de  $1.324 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Figura 13.7.1.- Simulación con modelos agregados y distribuidos en la cuenca del río Huerva.  
 a) Número de curva. b) Precipitación.



Con esto quedan cuantificadas las diferencias que pueden obtenerse entre los resultados al aplicar uno u otro modelo. También puede decirse que la modelización agregada tiende a obtener resultados con valores inferiores, ya que no se tienen en cuenta las variaciones extremas que se dan en determinados puntos de la cuenca, como pueden ser núcleos de tormenta, o zonas muy poco permeables, donde se produce una importante concentración de caudal. Por todo ello, puede decirse que la modelización distribuida describe mejor la realidad y está del lado de la seguridad.





## 14 ANÁLISIS DE EVOLUCIÓN DE CRECIDAS.

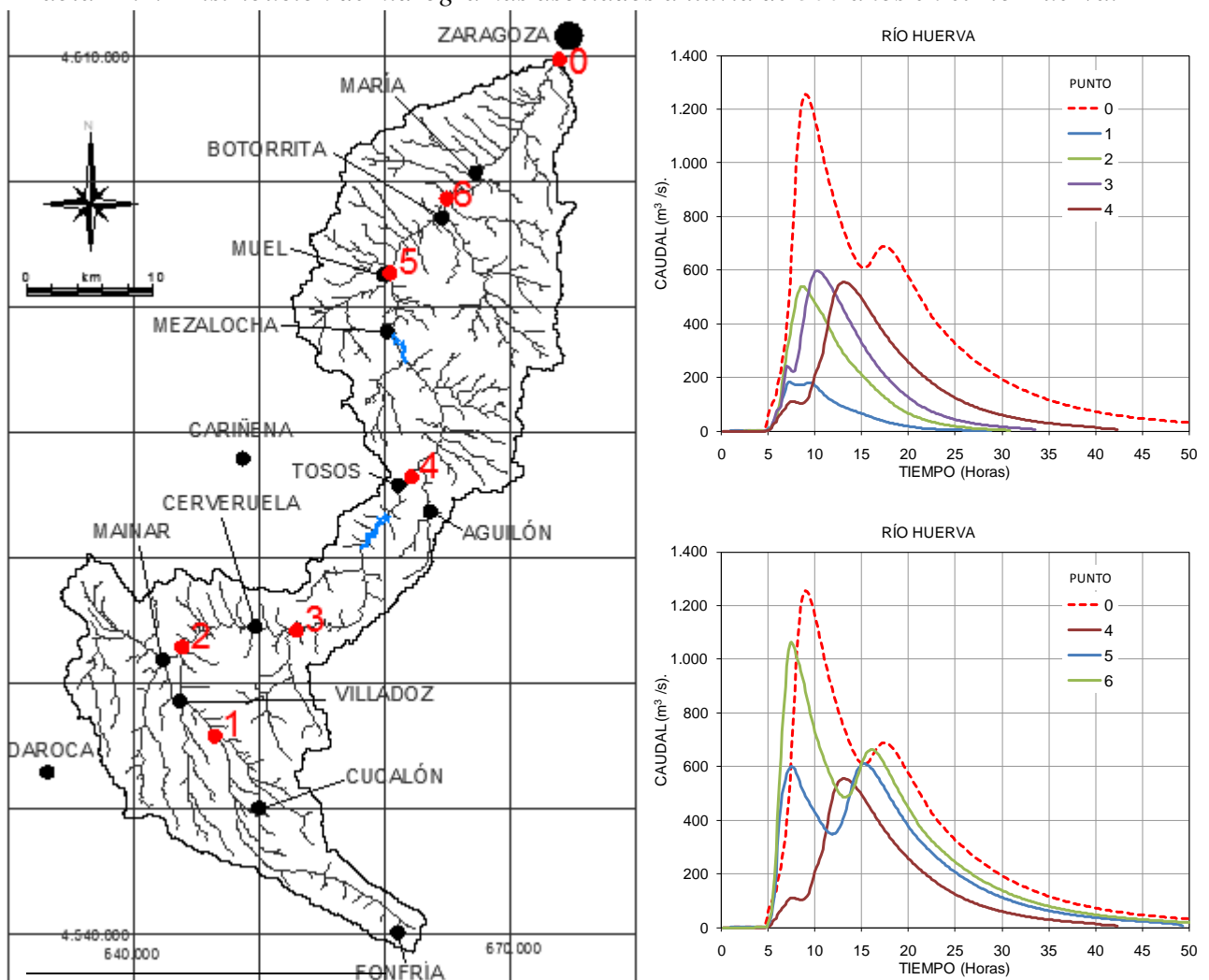
En este capítulo se estudia, en el río Huerva, la evolución de la crecida, los cambios que experimenta de unos puntos a otros, cómo actúan los procesos de laminación, qué sectores de la cuenca son los que tienen mayor potencial de aporte en el momento principal de la crecida, etc.

También se incluye en este capítulo un estudio de trasposición del episodio de octubre de 2000 del río Bergantes a la cuenca del río Huerva.

### 14.1 DISTRIBUCIÓN DE LOS HIDROGRAMAS POR LA CUENCA.

El sistema computacional utilizado permite conocer la evolución de la crecida en cualquier punto de la cuenca o identificar el caudal punta en un punto cercano a la cabecera y seguir su evolución a lo largo del flujo<sup>24</sup>.

Tabla 14.1.- Distribución de hidrogramas asociados a lluvia de 500 años en el río Huerva.



<sup>24</sup> Es lo mismo que los conceptos de física de enfoque euleriano y enfoque lagrangiano.

En la [figura 14.1](#) se representan los hidrogramas del evento estándar en varios puntos distribuidos en el cauce principal de la cuenca del río Huerva, con lo cual se puede ver la evolución de la crecida:

- En el punto 1, situado en la zona de cabecera con un área de cuenca de 111 km<sup>2</sup>, la crecida alcanza 181 m<sup>3</sup>/s.
- En el punto 2, con un área de cuenca de 303 km<sup>2</sup>, se alcanzan 540 m<sup>3</sup>/s con las aportaciones por la margen izquierda de los arroyos del Orcajo en Villadoz, y de Villarroya y Villalpando en Mainar, que drenan el Campo de Romanos.
- En el punto 3, aguas abajo de Cerveruela, la cuenca tiene 412 km<sup>2</sup>, y el caudal punta se incrementa poco, 597 m<sup>3</sup>/s.
- En el punto 4, en Tosos, se ha cruzado la rama aragonesa de la Ibérica en un tramo de cauce de 22 km de longitud donde la cuenca se estrecha considerablemente. En este punto, el área de cuenca apenas se ha incrementado hasta 522 km<sup>2</sup>, y resulta llamativo que el caudal punta es menor que en el punto anterior, 554 m<sup>3</sup>/s. En este tramo se ha producido un acusado efecto de laminación debido a la gran longitud recorrida y a la falta de aportaciones importantes.
- En el punto 5, en Muel, la crecida que viene desde Fonfría tiene una punta de 608 m<sup>3</sup>/s, pero 8 horas antes ha pasado otra crecida de 600 m<sup>3</sup>/s que se ha generado en la porción de cuenca que se abre desde Tosos hasta Muel. En este punto la cuenca tiene una superficie acumulada de 715 km<sup>2</sup>.
- En el punto 6, en Botorrita, el área de cuenca tiene 878 km<sup>2</sup>. En este punto, la primera crecida (la generada desde Tosos) llega a 1.065 m<sup>3</sup>/s, en tanto que la segunda crecida llega 8,5 horas más tarde con un pico de 663 m<sup>3</sup>/s. Esta última crecida se va laminando, aunque el caudal punta crece porque es alimentado por el caudal de recesión de la primera crecida.
- En el punto de desagüe de la cuenca en Zaragoza (punto 0), el área total es de 1.040 km<sup>2</sup>, y los caudales punta son de 1.254 m<sup>3</sup>/s y de 689 m<sup>3</sup>/s en cada crecida, y llevan un desfase de casi 9 horas.

Como conclusiones para esta cuenca pueden decirse varias cosas relevantes:

- Es la parte de cuenca más baja, situada a partir de Tosos la que genera mayor riesgo potencial en Zaragoza.
- Las crecidas originadas por la parte de la subcuenca más alta, cuando llegan a Zaragoza han experimentado una importante laminación con la consiguiente disminución del caudal punta en caso de que no se generase caudal importante en la zona baja.

- Como el volumen de esta crecida a la altura de Mezalocha es de 33 hm<sup>3</sup>, y los volúmenes de los embalses de Las Tocas y Mezalocha son, respectivamente, de 6,66 hm<sup>3</sup> y 4 hm<sup>3</sup>, la capacidad de regular crecidas en esta cuenca es solamente para periodos de retorno cortos. Además, la parte de la cuenca con mayor riesgo potencial no es interceptada por los embalses.

Como conclusión al tipo de estudio, se pone de manifiesto su gran utilidad para el análisis de la génesis y evolución de crecidas en cuencas de tamaño medio.

## 14.2 TORMENTAS LOCALIZADAS.

En este apartado se estudia cómo evoluciona una crecida ocasionada por una tormenta localizada en una porción de la cuenca (figura 14.2). Para ello se realizan dos simulaciones en el río Huerva, una en cada subcuenca. Ambas lluvias han sido definidas con un patrón elíptico de diámetros 25/50 km (b/a) y con un periodo de retorno de 500 años.

En la simulación de lluvia en la parte alta se observa el crecimiento de caudal en el primer tramo de río localizado dentro de la tormenta (puntos 1 a 3). En el punto 3, situado en el límite de la tormenta, es donde se registra el valor máximo de la crecida, (561 m<sup>3</sup>/s). A partir de aquí, al río ya no le llegan aportaciones y la avenida experimenta una importante laminación a lo largo de los 67 km de cauce que queda por recorrer hasta Zaragoza donde la punta de la crecida tarda en llegar desde Cerveruela, 12 horas y tiene 345 m<sup>3</sup>/s.

En la simulación de lluvia en la parte baja se observa el continuo incremento de caudal originado por las aportaciones de las cuencas laterales. Desde que se produce la mayor intensidad del aguacero hasta que la punta de 1.303 m<sup>3</sup>/s llega a Zaragoza apenas han transcurrido 4 horas.

En la tabla 14.1 se presentan algunos datos obtenidos con estas simulaciones donde se observan grandes diferencias en los tiempos de respuesta, en la capacidad de absorción del terreno y, en consecuencia, en el caudal punta de la crecida.

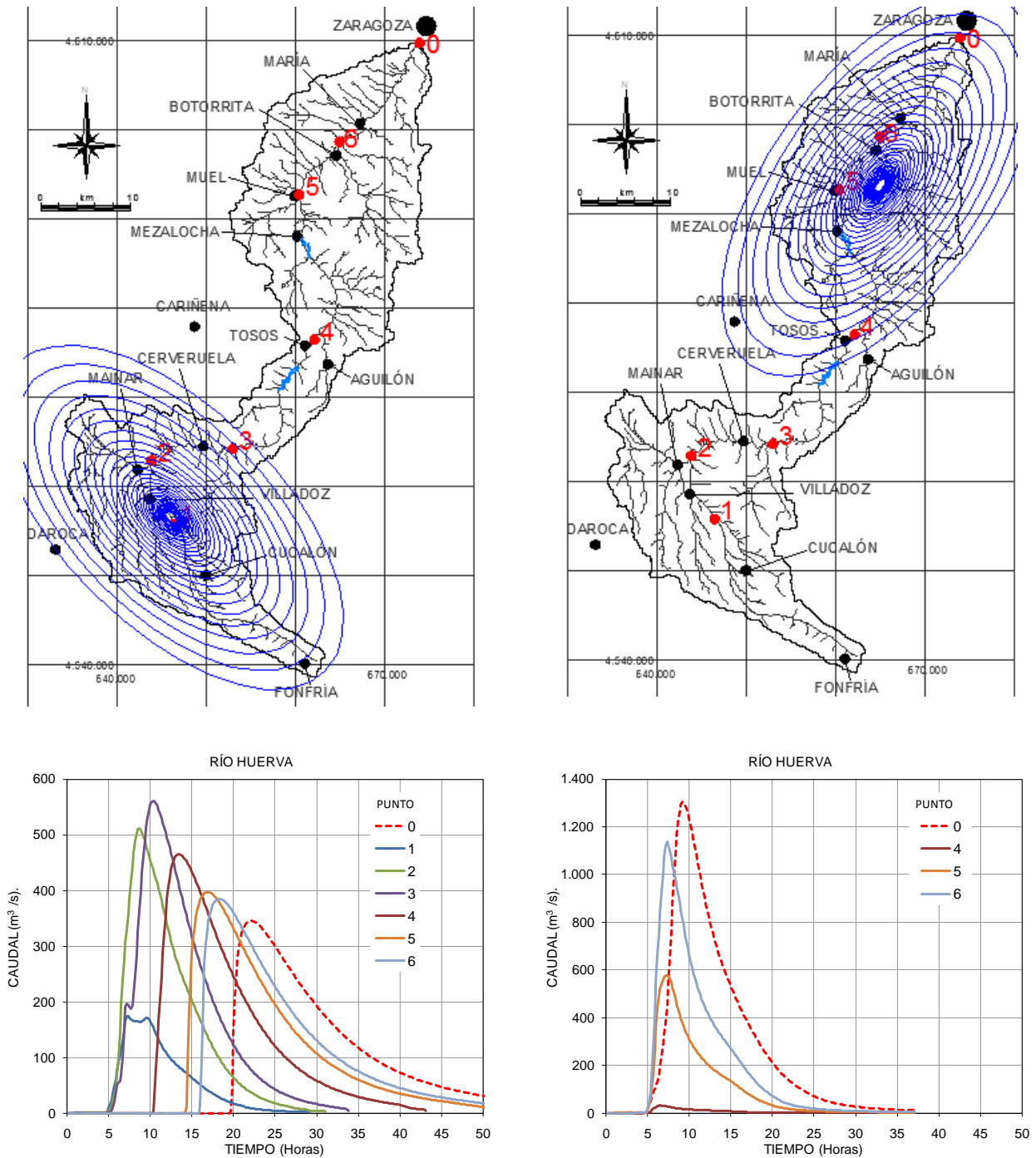
Tabla 14.1.- Características de los eventos simulados. El tiempo de respuesta ( $T_{LAG}$ ) y el caudal punta ( $Q_p$ ) están dados para Zaragoza.

| CARACTERÍSTICAS DE LOS EVENTOS SIMULADOS |                 |                 |                |           |                   |
|--|-----------------|-----------------|----------------|-----------|-------------------|
| ZONA                                     | Lluvia total    | Lluvia efectiva | C. escorrentía | $T_{LAG}$ | $Q_p$             |
|  | hm <sup>3</sup> | hm <sup>3</sup> | %              | horas     | m <sup>3</sup> /s |
| Alta                                     | 53              | 19              | 36%            | 17        | 345               |
| Baja                                     | 68              | 38              | 56%            | 4         | 1.303             |

Figura 14.2.- Simulación de lluvias localizadas en partes de la cuenca del río Huerva.

a) En la zona alta.

b) En la zona baja.



En este estudio se corrobora el mayor riesgo potencial que la parte baja de la cuenca produce en Zaragoza, y se ve lo siguiente:

- Para lluvias del mismo rango, la parte baja de la cuenca tiene capacidad para generar mayor caudal.
- El efecto de laminación de crecidas originadas en la parte alta es muy importante, en torno al 40%, en tanto que en la parte baja no se da esta característica.
- Para Zaragoza, en eventos localizados en la parte baja, el tiempo de respuesta es notablemente inferior.
- En igualdad de condiciones de humedad previa, la capacidad de absorción de agua de la zona baja es considerablemente menor.

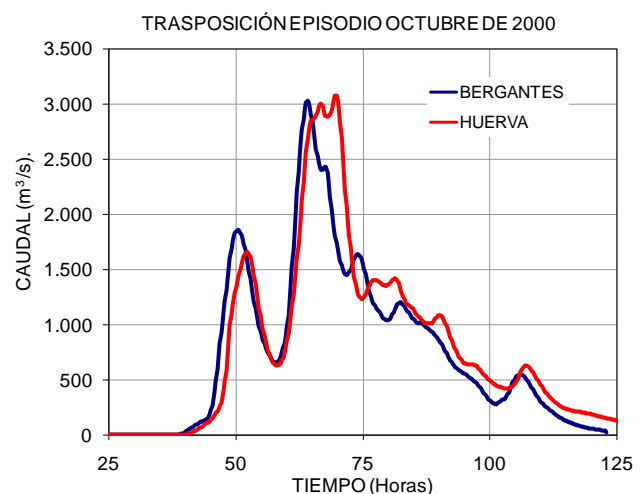
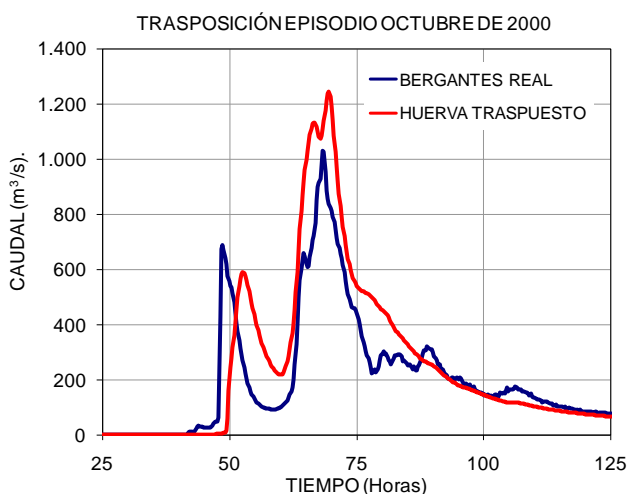
### 14.3 TRASPOSICIÓN DE TORMENTAS.

Se entiende por trasposición de tormentas la traslación (simulada), de una tormenta asociada a una región, a otro lugar. La tormenta asociada a la región origen puede ser tanto un episodio real como un evento elaborado sintéticamente para las características de esa región. En este caso se va a trasponer el episodio de lluvias de octubre de 2000 en la cuenca del Bergantes, al río Huerva.

Figura 14.3.- Trasposición del episodio de octubre de 2000 en la cuenca del Bergantes, a la cuenca del río Huerva.

a) Simulación con las condiciones de la cuenca del Bergantes para el episodio.

b) Simulación con condiciones hidrológicas normales en ambas cuencas.



Se han realizado simulaciones en dos condiciones:

- Con las condiciones que fueron deducidas para el episodio en la cuenca origen (Bergantes) para simular el episodio real. En la [figura 14.3.a](#) se muestra el hidrograma real en el río Bergantes y el simulado en el río Huerva. El coeficiente de escorrentía en el río Bergantes fue del 18%, en tanto que en el río Huerva ha sido del 22%.
- Con condiciones hidrológicas normales (AMC II). Los coeficientes de escorrentía medios han sido de 50% en Bergantes y 60% en el río Huerva.

Como conclusión a este estudio de trasposición de tormentas se puede decir:

- Los caudales son parecidos en ambas cuencas, aunque una ligera tendencia a ser superiores en el río Huerva.
- El tiempo de respuesta es parecido, aunque es algo más lento en el Huerva.
- De acuerdo con los datos de la cobertura de número de curva, la cuenca del río Bergantes tiene mayor capacidad de absorber agua.
- Queda patente la utilidad de este tipo de estudios en la investigación hidrológica de cuencas diferentes sometidas a las mismas condiciones, en especial si se trata de episodios reales ocurridos en alguna de las cuencas.

## **PARTE 5. CONSIDERACIONES FINALES.**





## 15 CONCLUSIONES.

### 15.1 RESUMEN Y APORTACIONES PRINCIPALES.

#### 1. ENCUADRE DEL ESTUDIO.

Se presentan un conjunto de modelos hidrometeorológicos, algunos propios, que permiten evaluar la hidrología de crecidas en pequeñas y medianas cuencas. Con estos modelos se dispone de una herramienta que permite determinar la respuesta de las cuencas a diferentes lluvias. Conocer esta respuesta con antelación, es especialmente importante para prevenir los riesgos derivados de inundaciones, que en España dan lugar a importantes pérdidas económicas y daños sociales.

El ámbito de estudio es de 52.624 km<sup>2</sup>, y se centra en las cuencas de la Comunidad Autónoma de Aragón. En este dominio se han identificado 2.367 cuencas pequeñas (10-100 km<sup>2</sup>), 523 cuencas medianas (100-1.000 km<sup>2</sup>), y 13 cuencas grandes que superan los 1.000 km<sup>2</sup> de superficie, todas ellas susceptibles de producir, en mayor o menor medida, episodios de crecidas.

Para la aplicación de los modelos hidrometeorológicos mediante simulación, se ha realizado una selección de cuencas piloto con las que se puede hacer dos grupos.

Las cuencas del **primer grupo** (río Bergantes, río Esca y río Sotón) disponen de registros completos de precipitación y caudal que han permitido simular eventos reales, y con ello valorar los modelos calibrando las variables. Además, se han realizado contrastes de resultados entre estos y otros modelos como los puramente estadísticos (foronómicos).

En el **segundo grupo** de cuencas (barranco de Aguilón, barranco de Arás, rambla de Valcodo y río Huerva) se realizan estudios a partir de eventos teóricos (parten de lluvias de diseño) que reflejan la variabilidad del fenómeno de crecidas.

#### 2. MODELOS HIDROLÓGICOS TRADICIONALES.

Se describen modelos hidrometeorológicos clásicos que fueron concebidos para ser aplicados a partir de una información mucho más limitada que la actualmente disponible. La descripción se hace de cada una de las partes en que, metodológicamente, se dividen los métodos hidrometeorológicos: *lluvia*, *transformación lluvia-escorrentía*, *generación de hidrogramas* y *circulación de flujo*. Los modelos actuales son más complejos y específicos, pero mantienen el mismo esquema metodológico y se basan en los mismos modelos conceptuales o derivados de los antiguos. Con los modelos tradicionales más simples, basados en unos pocos parámetros (e.g. método

racional), se obtienen buenas aproximaciones de las puntas de las crecidas para unas condiciones estándar, pero es la aplicación de modelos más complejos, junto con las nuevas fuentes de datos, quienes proporcionan una visión más amplia del funcionamiento de los mecanismos que producen crecidas, en especial sobre el desarrollo del fenómeno y su variabilidad.

### 3. LAS NUEVAS TECNOLOGÍAS Y LAS FUENTES DE DATOS DISPONIBLES.

Las actuales tecnologías informáticas permiten un uso extensivo de las nuevas fuentes de datos para ser aplicadas en hidrología:

- Modelos digitales del terreno.
- Cobertura de precipitaciones máximas.
- Cobertura de curvas intensidad duración.
- Cobertura de número de curva.
- Datos del Sistema de Automático de Información Hidrológica (SAIH), etc.

Para posibilitar el uso de los modelos digitales del terreno, cuyo volumen de información es muy extenso, se ha programado una aplicación informática que, mediante adaptaciones de diferentes librerías de *software*, permite el almacenamiento, visualización y manejo de los modelos digitales del terreno, y se ha creado una nueva estructura de datos topológicos, almacenados en archivos, que aporta diversas ventajas:

- Reduce significativamente el número de operaciones computacionales cuando se aplican los modelos hidrológicos con los modelos digitales del terreno de las cuencas.
- Permite la delimitación de la cuenca vertiente asociada a cualquier punto de la malla, así como obtener toda la red de flujo con todas las características que se pueden derivar de los modelos digitales del terreno.
- Esta estructura de datos y los métodos que la generan admite mantener los modelos digitales del terreno originales sin necesidad de generar nuevas coberturas adaptadas al flujo hidrológico mediante correcciones (e.g. sumideros).

Todo esto se materializa con dos aplicaciones informáticas, una completa con la que se ha realizado la investigación, y otra reducida, derivada de la anterior, que contiene las partes más representativas.

### 4. MODELIZACIÓN ESPACIO-TEMPORAL DE LA LLUVIA.

Se ha elaborado una metodología que permite la definición de *lluvias de diseño* a partir de la cobertura de máximas lluvias del [Ministerio de Fomento \(1999\)](#), entre cuyas capacidades se pueden destacar las siguientes ([ver apartado 4.1](#)):

- En el programa informático se incorporan herramientas para el uso de la cobertura de máximas lluvias de tal forma que ésta puede ser utilizada de forma automática y continua de acuerdo con los requerimientos del programa.
- Se establece una formulación para modelos distribuidos con decaimiento areal de la precipitación, que resulta idónea para la elaboración de patrones de tormenta, y genera coberturas de lluvia distribuida con su representación mediante mapas de isoyetas ([apartado 4.2](#)).
- Se establece una fórmula limitante de la duración máxima de tormentas diarias al objeto de igualar el volumen total de la lluvia de diseño, obtenida con curvas intensidad-duración, con la lluvia máxima diaria de referencia ([apartado 4.3.2](#)).
- Se desarrolla un método sencillo, mediante variaciones en el coeficiente de avance de la tormenta, para el diseño de lluvias con desplazamiento de su núcleo a través de la cuenca ([apartado 4.3.5](#)).

La disponibilidad de datos puntuales de precipitación real, en intervalos de tiempo muy cortos, requiere la utilización de nuevas técnicas para obtener *modelos distribuidos de lluvia real*. En este sentido se ha utilizado un método basado en la aplicación de funciones de base radial (*Radial Basis Functions*, RBF) que es capaz de producir coberturas de precipitación a intervalos de tiempo ([apartado 4.4](#)).

## 5. TRANSFORMACIÓN LLUVIA-ESCORRENTÍA.

En los trabajos realizados en la presente tesis, se parte de la cobertura del número de curva generada por Ferrer-Juliá (2003) a partir de las nuevas fuentes de datos disponibles para el territorio Español.

La aplicación informática realizada dispone de los complementos necesarios para hacer uso de esta cobertura de forma automática, y realiza el proceso completo de transformación de lluvia en escorrentía a partir del modelo de número de curva.

## 6. MODELOS DE GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS.

Se utilizan modelos de generación de hidrogramas combinados con los modelos digitales del terreno, como son, el modelo del hidrograma unitario del SCS, y el de circulación de flujos adaptado a la red derivada de los MDT. También se aportan nuevos métodos basados en el escurrimiento en depósitos o reservorios, tanto lineales como no lineales, y que pueden ser combinados con el anterior de circulación de flujos, obteniéndose una completa representación de las características y procesos de las cuencas hidrológicas.

## 7. MODELOS DE DEPÓSITOS O RESERVORIOS.

Se desarrolla un modelo basado en una combinación de depósitos lineales en paralelo (DLP). Los depósitos o reservorios representan a los diferentes sistemas de almacenamiento hídrico de la cuenca (reservorio superficial, subsuperficial, subterráneo, cobertera vegetal, nieve, etc.).

Como modelo conceptual se parte de que la suma de *salidas* de todos los depósitos equivale a la curva de recesión del hidrograma real. Por lo tanto, realizando el ajuste de la curva de recesión real, se puede llegar a conocer las variables ( $q_{0i}$  y  $\alpha_i$ ) que rigen el comportamiento de los depósitos.

Señalar que el ajuste de curvas de recesión en sí no es nuevo, y que se viene utilizando en estudios de evaluación de recursos hídricos de las cuencas, pero que la aplicación de esta técnica en la calibración de modelos de generación de hidrogramas está poco extendida. De hecho, los modelos más actuales de generación de hidrogramas (e.g. hidrogramas geomorfológicos de depósitos) se calibran mediante parámetros estadísticos y morfológicos de las cuencas, o mapas de isocronas, en tanto que con nuestro método, la calibración se hace con la curva de recesión de hidrogramas reales.

Los modelos de depósitos lineales en paralelo son idóneos para conocer el estado y evolución de los reservorios reales de la cuenca:

- Conociendo, en un instante determinado, el caudal que sale de la cuenca, permiten deducir la fracción que aporta cada reservorio de la cuenca.
- Conociendo ese caudal de salida de la cuenca, se puede determinar el volumen total de agua almacenado en la cuenca en ese momento.
- Conociendo el volumen de agua almacenado en la cuenca, se puede deducir el volumen almacenado en cada uno de los reservorios.
- Finalmente, durante un evento, si se conoce la recarga (lluvia efectiva) que entra en un instante dado, se puede determinar la fracción de recarga que entrará en cada uno de los reservorios.

## 8. APLICACIÓN CON CASOS REALES Y METODOLOGÍA DE CALIBRACIÓN.

Se simulan 9 episodios reales, 4 en el río Bergantes, 2 en el río Esca y 3 en el río Sotón, a partir de los cuales:

- Se investigan los propios episodios reales a escala regional de la cuenca.
- Se observa el comportamiento de las cuencas en estos episodios y se ven relaciones con sus características hidrológicas, morfológicas, etc.

- Se contrastan los resultados obtenidos en los modelos con los datos reales de los episodios.

La metodología seguida para la obtención de los parámetros de los modelos (calibración) se ha realizado mediante los siguientes pasos (ver figura 10.1):

- *Modelización distribuida de la lluvia* a intervalos de 15 minutos con los datos reales de la red pluviométrica del SAIH.
- Establecimiento de los *parámetros de depósito* ( $q_{oi}$  y  $\alpha_i$ ), obtenidos a partir de las curvas de recesión de los hidrogramas reales.
- Cálculo de la *precipitación efectiva* con la ecuación de balance hídrico parcial. Para ello se utilizan los parámetros de depósito y el volumen del hidrograma.
- Evaluación de las *pérdidas* mediante la ecuación de balance hídrico general.
- Deducción, a partir de las pérdidas, de las *condiciones hidrológicas del terreno* (número de curva correspondiente a esas condiciones).
- Establecimiento del *modelo de precipitación efectiva*. Para ello se parte del modelo espaciotemporal de precipitación bruta y se aplica la ecuación de número de curva.
- Determinación de los parámetros de *circulación de cauces* que determinan una laminación de la crecida conforme recorre la cuenca.

La comparación entre los datos reales y los simulados con los diferentes modelos se valoran mediante índices: índice de eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE), índice de ajuste (IOA), coeficiente de correlación de Pearson (R), error medio cuadrático (RMS, RMSE o EMC) y proporción (%) de error absoluto del caudal punta (RAE). De ellos, el más frecuentemente utilizado en este tipo de análisis, es el índice de eficiencia de Nash-Sutcliffe.

## 9. DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS DE SIMULACIÓN REAL.

Las características geométricas principales de las cuencas se dan en la tabla 15.1.

Tabla 15.1.- Características geométricas básicas de las cuencas piloto de episodios reales.

| CARACTERÍSTICAS DE LAS CUENCAS             |                 |           |            |             |        |
|--|-----------------|-----------|------------|-------------|--------|
| CARACTERÍSTICA                             | UD              | BERGANTES | ESCA ISABA | ESCA SIGÜES | SOTÓN  |
| Área de la cuenca                          | Km <sup>2</sup> | 1.052,17  | 189,06     | 400,28      | 196,76 |
| Longitud del curso máximo                  | Km              | 83,50     | 24,01      | 45,36       | 28,47  |
| Pendiente media del curso máximo           | %               | 1,53      | 6,44       | 3,84        | 3,61   |
| Pendiente media de las líneas de corriente | %               | 22,54     | 42,86      | 42,96       | 11,90  |

En la caracterización de las cuencas ha sido especialmente útil el uso del modelo digital del terreno, que ha permitido un análisis morfométrico detallado a partir de curvas hipsométricas, curvas clinográficas y curvas acumulativas de tiempo de concentración.

En la obtención de mapas de pendientes se ha comprobado la elevada sensibilidad al paso de malla y a los tipos de algoritmos aplicados, y se constata que:

- Con el aumento de la distancia de mado disminuyen los valores de pendiente, con diferencias significativas (12-17%).
- Con la aplicación de diferentes algoritmos de pendiente, se obtienen diferencias mayores para el modelo de malla 100 m, con una diferencia sobre la media del 6%, en tanto que con la malla de paso 20 m las diferencias entre algoritmos no superan el 2%.

Una situación parecida ocurre con las longitudes de cauces, de modo que al disminuir la distancia de mado se obtienen valores mayores. Esto se debe a que a menor resolución, la sinuosidad de los cursos de corriente se suaviza disminuyendo su longitud.

Por todo ello, la comparación de características morfométricas de cuencas debe realizarse con modelos digitales del terreno de similar precisión.

Especialmente interesante ha sido el uso de modelos digitales del terreno y la utilización de fórmulas clásicas ([apartado 2.7](#)), para la generación de coberturas de tiempos de concentración, así como sus curvas acumulativas ([apartados 8.4. y 8.5](#)). Estas coberturas de tiempos de concentración aportan una interesante información acerca del movimiento del agua en las cuencas. Así, puede verse en las cuencas estudiadas, que cuando ha transcurrido el 50% del tiempo de concentración de cada cuenca, la proporción de la cuenca que está contribuyendo en el punto de salida es distinta en cada caso: Bergantes 60%, Esca 45% y Sotón 30%.

## 10. CALIBRACIÓN CON LOS EPISODIOS REALES.

Partiendo de la curva de recesión específica ( $q = Q / \text{área}$ ) de cada uno de los 9 episodios reales, se han obtenido **parámetros** ( $q_{0i}, \alpha_i$ ) de modelos de 2, 3 y 4 depósitos, cuya diferencia estriba en su tiempo de respuesta. Así, los depósitos más rápidos aportan la fracción más importante de caudal cuando éste es elevado, es decir, durante la crecida. Con el decaimiento de la crecida, los depósitos rápidos se vacían rápidamente y son los lentos los que, poco a poco, aportan mayor caudal.

En cuanto a los valores obtenidos, en los depósitos lentos el valor del parámetro  $\alpha$  viene a ser del orden de  $10^{-6}$  o inferior, en tanto que en los más rápidos es del orden de  $10^{-5}$  o  $10^{-4}$ .

Figura 15.1.- Diagrama de barras del reparto de precipitación en los episodios reales.

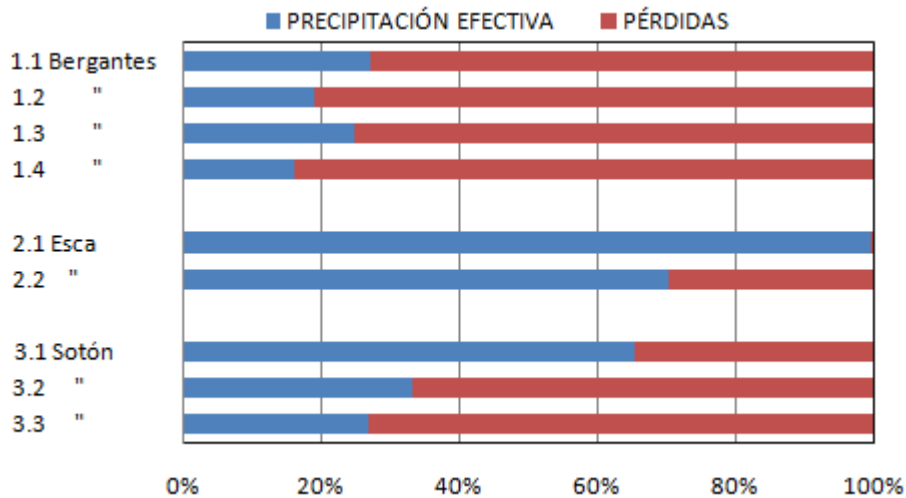


Tabla 15.2.- Balance hídrico de los episodios reales.

| BALANCE HÍDRICO OBTENIDO A PARTIR DEL HIDROGRAMA OBSERVADO |       |                 |          |                 |       |          |                 |       |
|--|-------|-----------------|----------|-----------------|-------|----------|-----------------|-------|
| EPISODIO   | BRUTA |                 | EFECTIVA |                 |       | PÉRDIDAS |                 |       |
|  | mm    | Hm <sup>3</sup> | mm       | Hm <sup>3</sup> | %     | mm       | Hm <sup>3</sup> | %     |
| 1.1 Bergantes  | 102   | 107,0           | 28       | 29,0            | 27,1% | 74       | 78,0            | 72,9% |
| 1.2 "  | 465   | 489,0           | 89       | 93,5            | 19,1% | 376      | 395,5           | 80,9% |
| 1.3 "  | 110   | 115,9           | 27       | 28,7            | 24,8% | 83       | 87,2            | 75,2% |
| 1.4 "  | 81    | 85,5            | 13       | 13,8            | 16,1% | 68       | 71,7            | 83,9% |
| 2.1 Esca   | 156   | 62,3            | 155      | 62,0            | 99,4% | 1        | 0,3             | 0,6%  |
| 2.2 "  | 155   | 61,9            | 109      | 43,5            | 70,2% | 46       | 18,4            | 29,8% |
| 3.1 Sotón  | 44    | 8,7             | 29       | 5,7             | 65,3% | 15       | 3,0             | 34,7% |
| 3.2 "  | 74    | 14,6            | 25       | 4,8             | 33,1% | 50       | 9,7             | 66,9% |
| 3.3 "  | 37    | 7,2             | 10       | 1,9             | 26,8% | 27       | 5,3             | 73,2% |

Mediante los parámetros de depósito ( $q_{0i}$  y  $\alpha_i$ ) y el volumen del hidrograma real, se realiza un **balance hídrico parcial** con el cual se evalúa la precipitación efectiva. A partir de aquí, con la precipitación efectiva se evalúan las pérdidas y se obtiene el **balance hídrico general** del que se deduce lo siguiente, tal y como puede observarse en la [figura 15.1](#) y se expresa en la [tabla 15.2](#):

- Se observa cómo, en la mayoría de los casos, el déficit de escorrentía (pérdidas o abstracciones) es considerablemente mayor que el volumen de escorrentía superficial. Así, en el río Bergantes se han evaluado pérdidas del 80% de la precipitación total. En el río Sotón, estas pérdidas varían entre un 30% y un 80%. Sólo el episodio de enero de 2009 del río Esca, presenta un porcentaje de pérdidas excepcionalmente bajo, pero sin duda se debe a la intervención de procesos de fusión nival.



- En el río Bergantes es especialmente llamativo el episodio de octubre de 2000, que forma parte de uno de los mayores episodios generalizados de lluvias registrados en el Levante español. En el pluviómetro de Morella se registraron 446 mm en un día, y 775 mm en los cinco días que duró el episodio. Incluso en estas condiciones, las pérdidas también fueron del 80%. Este elevado volumen de pérdidas, independiente de la cantidad de precipitación ocurrida, se puede explicar por la naturaleza cárstica de gran parte de la cuenca, y la posible circulación de las aguas hacia la Plana de Castellón, o incluso al mar.

A partir del balance hídrico se han deducido las **condiciones de humedad antecedente** de la cuenca para cada episodio.

- En la cuenca del río Sotón, el valor del número de curva estándar, tipo II, obtenido de la cobertura de Ferrer-Juliá (2003), es de 77 y, los valores obtenidos en los episodios son similares o más húmedos (76, 83 y 94).
- Por el contrario, en el río Bergantes, con un número de curva estándar de 72, sistemáticamente la calibración obliga a considerar condiciones muy secas en todos los episodios (57, 59, 61 y 63).
- El método de balance hídrico puede servir para mejorar la cobertura de número de curva en determinadas cuencas. Así, en el río Bergantes, estas elevadas pérdidas en los cuatro episodios conducen a una estimación del número de curva siempre asociado a condiciones precedentes muy secas. Ante este hecho, cabe plantear:
  - Que estas condiciones de la cuenca, a priori muy secas, sean representativas de la situación estándar y que, mediante la aplicación de este método de observación de hidrogramas reales y establecimiento del balance hídrico, se puedan obtener correcciones en los valores del número de curva. Por ello, es de rigor proponer este nuevo método como complementario o como un segundo paso de ajuste de la cobertura de número de curva actualmente disponible en el Ministerio de Medio Ambiente (obtenido de la tesis de Ferrer-Juliá, 2003), siendo previsible que con este método se obtengan resultados más precisos.
  - También se pone de manifiesto la relevancia y la estrecha relación que, en determinadas regiones, puede existir entre las características geológicas y geomorfológicas de las cuencas, la intensidad de los procesos de infiltración y, en definitiva, los balances hídricos que se producen.

Una vez obtenido el número de curva particular de cada episodio, es posible establecer el **modelo de precipitación efectiva** y componer el hietograma medio, representativo de ese episodio.

En los hietogramas obtenidos se observa cómo las pérdidas se producen principalmente en su primer tramo, en tanto que la escorrentía superficial tiende a aumentar según transcurre el tiempo. Específicamente, en cada cuenca se observa:

- En los episodios del río Bergantes, en todos los casos se tiene una proporción de precipitación efectiva muy baja que, posiblemente, está relacionada con las características geológicas de esta cuenca.
- En el río Esca, para el episodio de enero de 2009 las condiciones del terreno son secas (si se considera el deshielo), en tanto que para el episodio de febrero de 2009, las condiciones obtenidas son muy húmedas, que lógicamente coincide con la realidad ya que este episodio es continuación del anterior.
- Para el río Sotón se tienen condiciones muy húmedas para el primer episodio y en el hietograma se observa la elevada proporción de precipitación efectiva, en el segundo episodio las condiciones son cercanas a las estándar y para el tercer episodio son medianamente húmedas, lo que indica que el número de curva está bien evaluado, y que en los episodios oscila en torno al valor estándar.

## 11. SIMULACIÓN DE HIDROGRAMAS REALES.

Una vez realizada la calibración de los episodios, se realiza la simulación de hidrogramas con modelos de depósitos lineales en paralelo y se mide su grado de coincidencia con los registros reales mediante los **criterios de eficiencia**. Así (ver [tabla 11.3](#)), con el índice de eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE), el más significativo en análisis de hidrogramas, en la mayoría de los casos el índice es superior a 0,90 lo que indica un alto grado de coincidencia. Con los índices, IOA, R y EMC, se obtienen valores análogos. Los índices de proporción (%) de error absoluto de caudal punta (RAE) presentan diferencias en el valor de caudal punta (entre real y simulado), muy bajas, mayoritariamente por debajo del 1% y en el peor de los casos es del 7%.

La simulación con modelos de depósitos lineales en paralelo (modelos DLP), al representar y separar mediante reservorios los diferentes procesos hidrológicos (flujo superficial, subterráneo, reservorios de nieve etc.), permiten diferenciar la fracción aportada por cada depósito, por lo que, además del hidrograma total, pueden definirse **hidrogramas parciales** pertenecientes a cada reservorio.

El análisis de estos hidrogramas parciales, y su relación con el hidrograma total, aporta información relevante sobre el comportamiento hidrológico de las cuencas y sus procesos:

- Se puede conocer la evolución de cada reservorio a lo largo del episodio.

- Se puede saber qué reservorio es el que mayor aportación produce en un instante dado.
- Se puede diferenciar la aportación total de cada reservorio durante el episodio completo.
- Se puede cuantificar la influencia del aporte subterráneo en los caudales punta, que es muy variable según las cuencas, siendo desde inapreciable a superar el 30% del caudal punta (e.g. Bergantes).
- Se puede determinar cuándo la aportación es totalmente subterránea, y con ello, el caudal de base de los ríos.

El uso del modelo DLP en episodios reales, produce excelentes resultados en todo el desarrollo del hidrograma, tanto en la zona de decaimiento, que es la que se ha utilizado en la calibración de los parámetros, como en la curva de crecida que no ha sido usada en la calibración.

La obtención del **balance hídrico** de cada episodio es otra de las aportaciones del modelo DLP a los modelos de generación de hidrogramas en general. Los balances hídricos permiten:

- Determinar mejor los caudales punta, ya que existe una estrecha relación entre el volumen de agua que sale de la cuenca y los caudales máximos.
- Una valoración de las pérdidas reales, que en episodios extremos es básicamente por infiltración.
- Ponen de manifiesto la importancia que determinados procesos de respuesta lenta tienen en algunas cuencas, es decir, evalúan las cantidades de agua que salen de la cuenca después de la crecida que son muy significativas.
- Sirven como metodología para mejorar la cobertura actualmente disponible del número de curva.

Al modelo DLP, aplicado en cada celda, se le acopla un modelo de circulación de flujo (e.g. con el método Muskingum-Cunge), que permite el ajuste del tiempo punta y del caudal simulados con los reales. Al retardar el tiempo punta, se incrementa la laminación, y con ello se rebaja el valor del caudal punta. Es por ello que debe de buscarse un resultado equilibrado entre ambas características.

Las simulaciones realizadas permiten abordar un estudio del **tiempo de respuesta** (tiempo transcurrido entre el centro de gravedad de la tormenta y el pico del hidrograma) y la *velocidad de respuesta* (ver [tabla 11.2](#)). Se destaca la gran diferencia que, en la velocidad de respuesta, se da entre los ríos Bergantes y Sotón, siendo en este último la tercera parte que en aquél. Este hecho concuerda con los resultados de los estudios hipsométricos y de curvas acumulativas de tiempos de concentración, y por tanto demuestra, con episodios reales, la estrecha relación que existe entre los

tiempos de respuesta de las cuencas y las características representadas por las curvas hipsométricas.

Junto con el modelo DLP, se realizan simulaciones con otros modelos y, aunque no se consiguen resultados tan ajustados, éstos conservan el grado de validez y pueden ser más idóneos para eventos sintéticos debido a su mayor simplicidad, en especial los modelos exclusivos<sup>25</sup> de circulación de flujo.

## 12. SIMULACIÓN DE UN CASO ESPECIAL AFECTADO POR EL DESHIELO.

El episodio de enero de 2009 del río Esca, en primera instancia, presenta un balance hídrico extraordinariamente desequilibrado, debido a que intervienen procesos de deshielo. Es por ello que se introduce un modelo básico de deshielo que se activa en los periodos de tiempo donde la temperatura, tomada en registros reales, es más elevada, alcanzándose un balance hídrico bien ajustado y un hidrograma simulado con buenos índices de ajuste. De la simulación de este episodio se pueden hacer las siguientes observaciones.

- Se obtiene una estimación del volumen de nieve fundida (dado como volumen de agua), siendo 6,43 Hm<sup>3</sup> en la E.A. de Isaba y 17,91 Hm<sup>3</sup> en la E.A. de Sigüés. Los volúmenes de precipitación efectiva son 11,47 y 24,15 Hm<sup>3</sup>, por lo que el deshielo representa el 36% y 42% de la escorrentía (precipitación efectiva más deshielo). En el [apartado 11.2](#) se explican con mayor detalle los cálculos realizados para este balance hídrico con deshielo.

Tabla 15.3.- Balance hídrico con deshielo del episodio de enero de 2009 en el río Esca.

| BALANCE HÍDRICO DEL ESCA EN ISABA Y SIGÜES |                          |                           |             |              |                   |
|--|--------------------------|---------------------------|-------------|--------------|-------------------|
|  | ISABA<br>Hm <sup>3</sup> | SIGÜES<br>Hm <sup>3</sup> | ISABA<br>mm | SIGÜES<br>mm | ISABA/SIGÜES<br>% |
| PRECIPITACIÓN BRUTA                        | 31,79                    | 53,14                     | 168         | 133          | 127 %             |
| ESCORRENTÍA                                | 17,90                    | 42,06                     | 95          | 105          | 90 %              |
| - PRECIPITACIÓN EFECTIVA                   | 11,47                    | 24,15                     | 61          | 60           | 101 %             |
| - DESHIELO                                 | 6,43                     | 17,91                     | 34          | 45           | 76 %              |
| PÉRDIDAS                                   | 20,32                    | 28,99                     | 107         | 72           | 148 %             |
| VOLUMEN HIDROGRAMA (*)                     | 9,80                     | 25,86                     | 52          | 65           | 80 %              |

- En la E.A. de Isaba se produce mayor precipitación bruta pero menor volumen de salida (considerar que el volumen de salida equivale al volumen del hidrograma).

<sup>25</sup> Se aplica el adjetivo *exclusivos* para diferenciarlos de otros modelos mixtos que combinan, por ejemplo, modelos de depósitos (aplicados a cada celda) con circulación de flujos (aplicados a las líneas de corriente).

- Con una precipitación efectiva similar, la escorrentía debida a deshielo es notablemente mayor en la E.A. de Sigües que en Isaba. Esto se explica porque la fusión de la nieve se ha producido en la parte baja de la cuenca, y se corrobora por el mayor volumen de pérdidas en la E.A. de Isaba, que puede justificarse porque una parte importante de la precipitación se queda en la cuenca en forma de nieve.
- Se pone de relevancia la importancia que puede tener el deshielo en la generación de crecidas. Para ello se realiza otra simulación conservando las mismas condiciones, a excepción de la recarga por deshielo que es desactivada, y se llega en Sigües a un hidrograma donde (tramo 0-300 horas) apenas se alcanza una punta de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ , con un volumen total de escorrentía de  $8,23 \text{ Hm}^3$ , frente a  $201 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $36 \text{ Hm}^3$  que se obtienen considerando deshielo.

### 13. CLASIFICACIÓN DE LOS MODELOS.

En el **ámbito de los modelos que se han utilizado**, se propone la siguiente clasificación jerárquica:

- *Modelos de episodio*: son aplicables a un episodio concreto. Se obtiene un balance hídrico preciso del evento. El principal utilizado es el modelo de depósitos lineales en paralelo combinado con el de circulación en cauces (DLP+CF)
- *Modelos de cuenca*: Son aplicables para cualquier evento en una cuenca. Requieren de la calibración de parámetros mediante el estudio de varios episodios para así obtener un **modelo genérico de cuenca**.
- *Modelos globales*: Son modelos aplicables a cualquier cuenca. Son de este tipo modelos convencionales como el del hidrograma unitario del SCS y el modelo de circulación de flujos exclusivo (CF). Además se ha propuesto una metodología para la obtención de modelos globales a partir de modelos DLP de varias cuencas.

Los modelos **globales** establecidos con modelos DLP tienen un futuro prometedor, pero los realizados en esta tesis, a partir de únicamente dos cuencas, no dan suficiente garantía de utilización.

Otros modelos globales como los de circulación de flujos (CF), resultan idóneos para ser aplicados con modelos digitales del terreno, tal y como se ha visto con los casos reales estudiados. La calibración de estos modelos (o la parte que les corresponde cuando se combinan con otros) es muy sencilla, porque dependen de uno o muy pocos parámetros dependientes de características hidromorfológicas de cuencas y de características hidráulicas de cauces.

También estos modelos CF se han utilizado conjuntamente con modelos DLP para simular el flujo a lo largo de cauces junto con los reservorios.

## 14. ANÁLISIS DE FRECUENCIA EN LAS CUENCAS.

El análisis de frecuencia de precipitaciones y de caudales realizado en las tres cuencas piloto posibilita la clasificación de episodios reales por su periodo de retorno. Este análisis también sirve para determinar los valores de caudal punta y de precipitación asociados a periodos de retorno, que luego servirán para realizar el estudio de variabilidad del fenómeno de crecidas.

Para el análisis de frecuencia de las precipitaciones simplemente se toman los datos de la cobertura sobre lluvias y periodos de retorno de la publicación del [Ministerio de Fomento \(1999\)](#), cuya elaboración la realizan con la función de distribución  $SQRT-ET_{MAX}$ , habiéndose obtenido los resultados de la [tabla 15.4](#).

Tabla 15.4.- Precipitación máxima diaria (mm) por periodos de retorno obtenida de la cobertura de lluvias, como promedio para cada cuenca.

| PRECIPITACIONES POR PERIODOS DE RETORNO (mm) |    |     |     |     |     |     |               |
|--|----|-----|-----|-----|-----|-----|---------------|
| T años→                                      | 5  | 10  | 25  | 50  | 100 | 500 | $P_{500}/P_5$ |
| BERGANTES                                    | 98 | 119 | 148 | 170 | 194 | 256 | 2,61          |
| ESCA   | 84 | 98  | 118 | 133 | 149 | 189 | 2,25          |
| SOTÓN  | 75 | 89  | 108 | 123 | 139 | 179 | 2,39          |

En el caso de caudales se realizan contrastes con dos métodos, uno foronómico que consiste en el análisis de frecuencia de series anuales de máximo caudal instantáneo, y otro hidrometeorológico, que parte de las lluvias obtenidas en la cobertura y realiza simulaciones mediante modelos de generación de hidrogramas.

En el análisis foronómico, con el fin de contratar resultados, se utilizan 7 *funciones de distribución* junto con un *análisis de confiabilidad* que ayuda a determinar la función más idónea para cada serie calculada. En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos con la función que presenta mejor ajuste.

Tabla 15.5.- Caudal punta ( $m^3/s$ ) obtenido con el método foronómico.

| RESULTADOS DEL ESTUDIO FORONÓMICO |                 |     |     |       |       |       |       |               |
|-----------------------------------|-----------------|-----|-----|-------|-------|-------|-------|---------------|
| RÍO                               | T años→         | 5   | 10  | 25    | 50    | 100   | 500   | $Q_{500}/Q_5$ |
| BERGANTES                         | Pearson III     | 416 | 678 | 1.049 | 1.346 | 1.656 | 2.416 | 5,80          |
| ESCA                              | Log-Pearson III | 280 | 339 | 420   | 486   | 557   | 744   | 2,66          |
| SOTÓN                             | Gümbel          | 161 | 200 | 249   | 285   | 321   | 404   | 2,50          |

En el método hidrometeorológico se diseña una lluvia estándar para cada periodo de retorno y, con ella, se realizan simulaciones de hidrogramas con 4 modelos:

- Modelo de depósitos lineales genérico de cada cuenca (DLP+CF de cuenca).
- Modelo de depósitos lineales global (DLP+CF global).
- Modelo de circulación de cauces (CF global).
- Modelo del hidrograma sintético del SCS (SCS global)

Adicionalmente se realiza el cálculo con el método racional que, a pesar de su simplicidad, es muy útil en el contraste de resultados.

Con los caudales punta obtenidos en los diferentes modelos hidrometeorológicos (tabla 12.3), en la tabla 15.6 se muestran los valores finalmente adoptados.

Tabla 15.6.- Caudales punta ( $m^3/s$ ) adoptados con el método hidrometeorológico.

| CAUDALES ADOPTADOS CON MODELOS HIDROMETEOROLÓGICOS |     |     |       |       |       |       |               |
|--|-----|-----|-------|-------|-------|-------|---------------|
| T años→  | 5   | 10  | 25    | 50    | 100   | 500   | $Q_{500}/Q_5$ |
| Bergantes  | 600 | 900 | 1.400 | 1.800 | 2.250 | 3.600 | 6,00          |
| Esca   | 180 | 280 | 440   | 570   | 715   | 1.125 | 6,25          |
| Sotón  | 125 | 180 | 300   | 380   | 500   | 850   | 6,80          |

A partir de los resultados del análisis de frecuencia, y considerando el índice  $Q_{500}/Q_5$  ( $P_{500}/P_5$  para precipitación) como indicativo de la variación de los valores de caudal punta y precipitación con el periodo de retorno, se pueden hacer las siguientes consideraciones:

- En el caso de las precipitaciones el índice  $P_{500}/P_5$  es muy parecido para las tres cuencas (de 2,25 a 2,61), siendo el mayor en el río Bergantes.
- En el caso de los caudales del *método foronómico* (tabla 12.2), en relación con el índice  $Q_{500}/Q_5$  se observa:
  - En el río Bergantes el índice presenta una gran heterogeneidad dependiente de la función de distribución (entre 2,4 y 27,8) y un valor más elevado que en los otros ríos (5,8 en la serie que mejor ajusta).
  - En los ríos Esca y Sotón, los resultados son más homogéneos y el índice presenta valores más bajos (en el Esca oscila entre 1,6 y 2,7 y en el Sotón entre 1,7 y 2,9).
- En el caso de los caudales obtenidos con los *métodos hidrometeorológicos* (tabla 12.3), el índice  $Q_{500}/Q_5$  también presenta heterogeneidad entre los distintos métodos, los rangos oscilan entre 4,3 y 9,9 en el Bergantes, 4,7 y 9,1 en el Esca y 4,4 y 17,6 en el Sotón. Sin embargo los valores absolutos de caudal punta, en la mayor parte de los resultados presentan un rango que puede considerarse como del mismo orden de magnitud. Por ejemplo, con periodo de retorno 500 años, en el río Bergantes el valor de caudal punta se sitúa, en todos los casos, en torno a  $3.600 m^3/s$ , en Esca  $1.125 m^3/s$  y en Sotón  $850 m^3/s$ .
- En el *rango de variación* entre periodos de retorno de 5 y 500 años, destaca la diferencia que existe entre los valores de caudal con los métodos hidrometeorológicos y los valores de precipitación, así la relación  $P_{500}/P_5$  viene a situarse en torno a 2,40, en tanto que la relación  $Q_{500}/Q_5$  es del orden de 6,50. Consideramos que esta diferencia se debe principalmente al modelo conceptual de

generación de escorrentía con el número de curva, en el cual, con precipitaciones muy altas el terreno se satura.

- Destacar que, en todos los casos, los caudales punta de periodos de retorno largos (mayor de 50 años), en los modelos hidrometeorológicos son notablemente superiores a los obtenidos con el método foronómico. En periodos de retorno cortos (menor de 25 años), los resultados tienden a ser más próximos entre sí.
- Hay que señalar que existe una mayor uniformidad entre los resultados de los modelos hidrometeorológicos respecto a los foronómicos, pero esto es debido a que en los hidrometeorológicos se parte de una misma precipitación obtenida con una única función de distribución (SQRT-ET<sub>MAX</sub>). Por tanto, si se adoptan las conclusiones de los autores de la publicación de la cobertura de precipitaciones máximas lluvias del [Ministerio de Fomento, 1999](#) (ver apartado 3.1.3), que consideran esta función como la más idónea para los estudios de frecuencia de lluvias, la uniformidad de resultados obtenidos con los modelos hidrometeorológicos, que parten de esas lluvias, apoya la idea de que estos modelos serían los más adecuados para este tipo de cuencas (pequeñas y medianas).
- La heterogeneidad de los resultados obtenidos en el análisis de frecuencia (mayor con unos métodos que con otros), es un motivo que justifica el estudio de variabilidad del fenómeno de crecidas que se realiza en esta tesis.

## 15. CLASIFICACIÓN DE LOS EPISODIOS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA.

En la tabla 15.7 se dan los periodos de retorno de cada episodio establecidos con tres criterios:

- Con la precipitación máxima diaria ([tabla 12.1](#)).
- Comparando el caudal punta del episodio con los resultados del análisis foronómico ([tabla 12.2](#)).
- Comparando el caudal punta del episodio con los resultados del análisis hidrometeorológico ([tablas 12.3 y 12.4](#)).

De los periodos de retorno obtenidos con estos criterios se deducen las siguientes consideraciones:

- Salvo excepciones, el periodo de retorno de los episodios estudiados es muy corto, estando la mayoría por debajo de 5 años.
- En general, el periodo de retorno de precipitación y el de caudal punta están dentro de un rango pero existen diferencias, en algunos casos notables.



- Todos los episodios del río Bergantes, a excepción del de octubre de 2000, corresponden a un periodo de retorno de 1-2 años, y coinciden en este rango tanto la precipitación como el caudal punta.
- En el río Esca, los periodos de retorno que se obtienen son también cortos, 3-6 años para el caudal punta. En el caso del episodio de enero de 2009, es notablemente bajo el periodo de retorno de la precipitación (0,55 años), lo que se explica por la intervención de procesos de deshielo. En la precipitación se obtienen periodos de retorno inferiores (0,55 y 1,80 años).
- En el río Sotón, se obtienen notables diferencias entre los periodos de retorno de caudal y precipitación. Esta situación se atribuye a la corta duración de la precipitación.

Tabla 15.7.- Periodos de retorno de lluvia y caudal punta para los episodios estudiados.

| PERIODOS DE RETORNO DE LOS EPISODIOS |               |                    |       |                           |             |             |
|--------------------------------------|---------------|--------------------|-------|---------------------------|-------------|-------------|
| RÍO                                  | EPISODIO      | VALORES OBSERVADOS |       | PERIODO DE RETORNO (años) |             |             |
|                                      |               | $P_D$              | $Q_P$ | $T_{Pd(1)}$               | $T_{Qp(2)}$ | $T_{Qp(3)}$ |
| BERGANTES                            | 1.1 may. 2003 | 49                 | 237   | 0,96                      | 1,63        | 2,58        |
|                                      | 1.2 oct. 2000 | 238                | 1030  | 310                       | 13,24       | 24,03       |
|                                      | 1.3 may. 2002 | 41                 | 227   | 0,75                      | 1,55        | 2,46        |
|                                      | 1.4 abr. 2002 | 46                 | 89    | 0,88                      | 0,58        | 0,91        |
| ESCA                                 | 2.1 ene. 2009 | 39                 | 201   | 0,55                      | 5,82        | 3,13        |
|                                      | 2.2 feb. 2009 | 63                 | 178   | 1,80                      | 4,93        | 2,69        |
| SOTÓN                                | 3.1 nov. 2003 | 24                 | 129   | 0,38                      | 5,34        | 3,63        |
|                                      | 3.2 sep. 2004 | 74                 | 185   | 4,70                      | 10,49       | 7,9         |
|                                      | 3.3 may. 2008 | 22                 | 59    | 0,35                      | 2,02        | 1,44        |

$T_{Pd(1)}$  Periodo de retorno de la precipitación máxima diaria del episodio.

$T_{Qp(2)}$  Periodo de retorno del caudal punta del episodio según las series foronómicas.

$T_{Qp(3)}$  Periodo de retorno del caudal punta del episodio según los métodos hidrometeorológicos.

En consecuencia, se deduce que *el periodo de retorno del caudal no tiene que coincidir necesariamente con el periodo de retorno de la lluvia que lo genera*, y esto puede ser debido a varios factores:

- Por entradas en el sistema distintas a la propia lluvia, como es el deshielo.
- Por concentración de la precipitación diaria en unas pocas horas, en cuyo caso, la precipitación horaria tendrá un periodo de retorno más largo que la diaria, así como el caudal generado (considérese que los estudios de frecuencia se realizan con datos máximos diarios que son los disponibles en el registro histórico). El efecto de una precipitación en un corto periodo de tiempo frente a la misma en otro periodo más largo, produce diferentes caudales punta. También, esta característica afecta más a cuencas pequeñas que a grandes.

- Porque la capacidad de absorción del terreno cambia con el tiempo, por lo que una misma lluvia en diferentes condiciones hidrológicas del terreno dará como resultado caudales y volúmenes distintos.
- Por la disposición y evolución de la tormenta. La distribución geográfica de la lluvia y la forma en cómo se extiende por la cuenca influyen en el modo en que se acumulan los hidrogramas parciales y, en consecuencia, en el hidrograma resultante final con su caudal punta.

La falta de correlación, en un evento, entre los periodos de retorno de la lluvia y del caudal punta, es un motivo que justifica el estudio de variabilidad del fenómeno de crecidas realizado en esta tesis.

Para los episodios reales, se han establecido sus curvas Intensidad-Duración (ID). En el futuro, cuando se tenga un número suficiente de curvas de este tipo, elaboradas a partir de registros muy precisos, cada 15 minutos con las estaciones del SAIH, podrán establecerse las correspondientes curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), distribuciones areales y otras variaciones en cada cuenca, y a partir de estos datos se podrán establecer modelos de tormenta más parecidos a los reales.

## 16. ESTUDIO DE VARIABILIDAD DEL FENÓMENO DE CRECIDAS.

Se realizan diversas simulaciones de episodios teóricos en cuatro cuencas: barranco de Aguilón, barranco de Arás, rambla de Valcodo y río Huerva, que presentan un tamaño que oscila entre 14 km<sup>2</sup> y 1.000 km<sup>2</sup>, y que tienen en común que en todas ellas se han registrado episodios catastróficos en algún momento de la historia.

En la mayoría de los casos, las simulaciones se realizan con lluvias sintéticas de periodo de retorno 500 años. Para ello se utiliza la aplicación informática programada (SHEE) adoptando, como modelo de generación de hidrogramas, el modelo de circulación de flujos a través de la red de drenaje (modelo CF global).

Con las simulaciones se ha cuantificado el rango de variación del caudal punta de las crecidas debido a *cambios en las características hidrológicas*. Atendiendo al rango de variación entre las condiciones más extremas consideradas, se obtienen las variaciones reflejadas en la [tabla 15.8](#) (variación media de los resultados de las cuatro cuencas).

Combinando todas las condiciones, se puede alcanzar un rango de variación del caudal punta todavía más elevado, que llega a ser del 289% (-72% a 217%), lo que indica la **elevada variabilidad a que está sometido el fenómeno de crecidas**.

Tabla 15.8.- Variación en los resultados de caudal punta frente a los cambios en las características hidrológicas de las cuencas.

| CARACTERÍSTICA HIDROLÓGICA           | RANGO Q <sub>p</sub> | VARIACIÓN Q <sub>p</sub> |
|--------------------------------------|----------------------|--------------------------|
| Condiciones de humedad antecedente   | -69% a 52%           | 121%                     |
| Coeficiente de avance de tormenta    | -27% a 64%           | 91%                      |
| Desplazamiento de la tormenta        | -23% a 48%           | 71%                      |
| Condiciones de circulación en cauces | -17% a 33%           | 50%                      |

Como puede observarse, la característica hidrológica más determinante es el *estado de humedad* del terreno previo al evento. Cuando se consideran condiciones previas húmedas, se producen aumentos de caudal punta entre 54% y 99%, en tanto que, cuando las condiciones previas son secas, se producen decrecimientos de 58% a 76% (ver tabla 13.3.2).

Las condiciones hidrológicas previas del terreno influyen no solo en el caudal punta de los hidrogramas, sino que también lo hace con el volumen de escorrentía. Las variaciones de volumen sobre condiciones estándar, oscilan en torno a  $\pm 50\%$ .

En relación con *el coeficiente de avance de la tormenta* se observa que para una misma cantidad total de precipitación bruta y efectiva en el evento, un aumento en este coeficiente, da como resultado que la precipitación efectiva sea mayor en el intervalo de mayor intensidad de lluvia (entre 45% y 75% mayor, ver tabla 13.2.1). Consecuencia de esto es que el caudal punta en los hidrogramas resultantes presenta variaciones medias entre -27% y un 64% (ver tabla 15.8).

*Desplazamiento espacial de la tormenta:* Cuando el núcleo de tormenta se desplaza por la cuenca, los caudales generados son diferentes según la dirección del desplazamiento.

- En las cuencas simuladas, las diferencias entre caudales punta máximos y mínimos han oscilado entre -34% y 96% (ver tabla 13.2.3).
- Las direcciones de desplazamiento donde se registran máximos y mínimos se aproximan al eje de la cuenca.
- Los máximos se registran con el movimiento longitudinal de la tormenta desde cabecera a la salida. El desplazamiento en sentido inverso produce una disminución del caudal punta.

Las *condiciones de circulación del flujo* por la cuenca son determinantes de la magnitud del caudal punta del hidrograma, ya que son las que permiten una mayor o menor laminación de la crecida. En las simulaciones se han obtenido variaciones medias entre -17% y 33% (ver tabla 15.8).

## 17. MODELIZACIÓN AGREGADA vs MODELIZACIÓN DISTRIBUIDA.

La aplicación de los modelos de forma agregada o distribuida produce variaciones en los resultados:

- Así se observan reducciones en el caudal punta del 31% cuando las *condiciones de humedad* se consideran de forma agregada.
- Cuando es la *precipitación* la que se aplica de forma agregada, se obtienen reducciones en el caudal punta del 24%.

Se puede afirmar que los modelos distribuidos predicen valores de caudal punta más elevados que los modelos agregados, y por tanto, están del lado de la seguridad. También, los modelos distribuidos reproducen mejor las cualidades de los eventos reales.

El estudio de variabilidad ha demostrado que la distribución espacio-temporal de la lluvia es determinante en la generación y distribución del caudal de salida de la cuenca. En consecuencia confirma la conveniencia de utilizar modelos distribuidos en las simulaciones de eventos de crecida.

## 18. ESTUDIO DE EVOLUCIÓN DE CRECIDAS.

La aplicación informática realizada (SHEE) permite conocer la evolución de la crecida en cualquier punto de la cuenca y ver la evolución del caudal punta a lo largo de un cauce desde su origen a la desembocadura.

A modo de ejemplo se aplica al río Huerva, observando en la **evolución de la crecida**, los cambios que experimenta de unos puntos a otros, cómo actúan los procesos de laminación, y qué sectores de la cuenca son los que tienen mayor potencial de aporte en el momento principal de la crecida.

Como conclusiones del estudio, en relación con el posible riesgo de inundación en su desembocadura (ciudad de Zaragoza) y su entorno, puede decirse lo siguiente:

- Las características morfológicas de la cuenca (dos subcuencas unidas por un tramo más estrecho) hace que la crecida tenga dos puntas, siendo la primera, generada en la subcuenca baja, la que presenta mayor caudal punta, y por tanto, la que mayor riesgo de inundación produce en la desembocadura.
- Las crecidas originadas en la subcuenca más alta, cuando llegan a la desembocadura han experimentado una importante laminación con la consiguiente disminución del caudal punta.

- Resaltar que la capacidad de regular crecidas mediante embalses, en esta cuenca es solamente para periodos de retorno cortos (probablemente menores de 25 años), con el problema añadido de que la parte de la cuenca con mayor riesgo potencial no es interceptada por los embalses. Como ejemplo, una precipitación de periodo de retorno 500 años, genera una crecida cuyo volumen, a la altura de Mezalocha, es de 33 hm<sup>3</sup>, y los volúmenes de los embalses de Las Tocas y Mezalocha son, respectivamente, de 6,66 hm<sup>3</sup> y 4 hm<sup>3</sup>, lo que evidencia la imposibilidad de regulación.

Para el mismo río, se ha hecho un estudio, con **tormentas localizadas** (que no afectan a toda la cuenca), en el cual se ve lo siguiente:

- En la desembocadura (Zaragoza), una misma lluvia genera mayor caudal punta si se produce en la subcuenca baja.
- El efecto de laminación de las crecidas originadas en la subcuenca alta es muy importante cuando llega a la desembocadura, donde el caudal punta se ha reducido en torno al 40%. Esta laminación no se produce cuando la lluvia se da en la subcuenca baja.
- Para los eventos localizados en la subcuenca baja, el tiempo de respuesta en la desembocadura es notablemente inferior (4 horas frente a 17 horas, [ver tabla 14.1](#)), lo que implica un menor tiempo de reacción ante la inundación.
- En igualdad de condiciones de humedad previa, la capacidad de absorción de agua de la subcuenca baja es considerablemente menor tal como lo refleja la cobertura de número de curva.

Finalmente se realiza una simulación de **trasposición de tormentas**, en concreto, el episodio de lluvias de octubre de 2000 en la cuenca del Bergantes se lleva al río Huerva (ambas cuencas tienen similar extensión, en torno a 1.000 km<sup>2</sup>). Del estudio se obtienen los siguientes resultados:

- Los caudales punta son ligeramente superiores en el río Huerva.
- El tiempo de respuesta es ligeramente mayor en el río Huerva.
- De acuerdo con los datos de la cobertura de número de curva, la cuenca del río Bergantes tiene mayor capacidad de absorber agua.

Queda patente la utilidad del estudio de trasposición de tormentas en la investigación hidrológica de cuencas diferentes sometidas a las mismas condiciones, en especial si se trata de episodios reales ocurridos en alguna de las cuencas.

## 15.2 CONCLUSIONES.

1. Los modelos hidrológicos tradicionales son adaptables a las nuevas tecnologías y pueden hacer uso de las nuevas fuentes de datos.
2. Las aplicaciones informáticas utilizadas en esta tesis sirven para esta adaptación.
3. En la modelización hidrológica actual es fundamental la disponibilidad de datos compatibles con los sistemas de información geográfica (SIG), como lo son los modelos digitales del terreno (MDT), y las coberturas de lluvia y de número de curva, y se debe de trabajar en una mayor automatización de los registros del sistema automático de información hidrológica (SAIH).
4. En las simulaciones de episodios reales se concluye que son los modelos de depósitos lineales en paralelo (DLP) los que aportan mayor cantidad de información y con los que se obtienen mejores ajustes.
5. Entre la información hidrológica que aportan los modelos DLP están los balances hídricos, y con ellos se puede mejorar la cobertura existente de número de curva.
6. A partir de modelos DLP de episodios en una cuenca, se puede establecer un modelo DLP representativo de la misma, que puede ser utilizado con lluvias de diseño.
7. En el análisis de frecuencia de los episodios se destaca que el periodo de retorno del caudal punta no tiene que coincidir necesariamente con el periodo de retorno de la lluvia que lo produce. Por ello resulta fundamental investigar el fenómeno de variabilidad con el método hidrometeorológico.
8. Sistemáticamente se observa en los episodios analizados, que los métodos foronómicos dan valores más bajos que los hidrometeorológicos, especialmente a partir de periodos de retorno de 25 años.
9. La elevada variabilidad a que está sujeto el fenómeno de crecidas ha quedado demostrada en las simulaciones realizadas con lluvias sintéticas en cuatro cuencas. El rango de variación del caudal punta, para una misma cantidad de precipitación, llega a ser del 300%.
10. Los elevados rangos de variabilidad del fenómeno hidrológico de crecidas nos permite concluir que en la modelización hidráulica, necesariamente se debería de contemplar este hecho.
11. La combinación de distribución de lluvias sintéticas, modelos digitales del terreno y modelo de circulación de flujos en la aplicación informática realizada (SHEE) permite conocer la evolución del caudal punta a lo largo de un cauce desde el origen a la desembocadura.

A partir de estas conclusiones se proponen los siguientes desarrollos futuros:

- Producir bases de datos manejables a partir de los registros del SAIH con el fin de facilitar su utilización de forma sistemática y extensiva en análisis regionales de precipitaciones, hidrogramas, balances hídricos, condiciones hidrológicas del terreno, condiciones del conjunto de cauces de cada cuenca etc.
- Establecer modelos de depósitos a partir de las curvas de recesión de hidrogramas reales que permitirán establecer modelos de cuenca y globales, facilitando el establecimiento de balances hídricos en cuencas y en episodios.
- La cobertura disponible de número de curva es una valiosa herramienta de trabajo que ha sido generada a partir de coberturas obtenidas con modernas tecnologías. En este trabajo se concluye que esta cobertura puede ser refinada a partir del establecimiento de balances hídricos en los episodios de cuencas. Es por ello que se abre un campo de investigación, a partir de estos balances, para abordar el estudio de las condiciones hidrológicas del suelo.
- Dado el alto grado de variabilidad del fenómeno de crecidas, se propone un interesante campo de investigación aplicable a los modelos hidrometeorológicos, que consiste en el establecer modelos de probabilidad combinada con las distintas características que producen la variabilidad, mejorando los métodos actuales que solamente contemplan el estudio de la frecuencia e intensidad de las lluvias.
- La hidráulica de crecidas determina niveles, calado, velocidad, superficie de inundación, vía de evacuación y muchas otras características que las corrientes presentan en un punto o en un tramo de cauce, y su estudio requiere de precisiones cartográficas mucho mayores que las utilizadas en los estudios hidrológicos, pero resulta obvio que este grado de precisión del comportamiento de una crecida ha de ser complementado con el correspondiente estudio hidrológico acerca del rango de caudales, volumen, frecuencia, rangos de variación y todas las informaciones que puedan aportar estos estudios hidrológicos para que las predicciones de los efectos de las crecidas junto con las diferentes actuaciones preventivas tengan efecto. Por tanto, el análisis conjunto mediante técnicas hidrológicas e hidráulicas se ve necesario.
- Los modelos de depósitos lineales en paralelo, con su representación del estado de los reservorios reales de la cuenca, pueden ser aplicables en los estudios de recursos hídricos. Es por ello que la formulación establecida para estos modelos abre un nuevo campo de investigación con relevantes consecuencias en la evaluación de los recursos hídricos de una cuenca a partir del estudio de eventos reales o sus predicciones.

## 16 BIBLIOGRAFÍA.

1. Aldana, A. L. (1998). *Sistemas de ayuda en la explotación de un SAIH*. ISBN 84- 498-0379-9. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones.
2. Aparicio, F.J. (1997). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Limusa, 303 pp.
3. Appleman, D (1996). Api de Win32. Guía del programador. INFORBOOK's,
4. Barnes B.S. (1939). *The structure of discharge recession curves*. Trans. Am. Geophys. Union 20, 721-725.
5. Barnes B.S. (1940). *Discussion of analysis of runoff characteristics*. Trans ASCE 105: 106.
6. Beven, K.J. y Kirkby, M.J. (1979). *A Physically based, variable contributing area model of basin hydrology*. Hydrological Sciences Bulletin, v. 24. p. 43-69.
7. Bosznay, M. (1989), *Generalization of SCS curve number method*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, Vol. 115, n°1, pp 139-144.
8. Boughton W.C. (1995). Baseflow recessions. Australian Civil Engineering Transactions CE37 (1), 9-13
9. Boussinesq J. (1877). *Essai sur la theories des eaux courantes. Memoires presentes par divers savants a l'Academic des Sciences de l'Institut National de France*, Tome XXIII, No 1
10. Boussinesq J. (1904). *Recherches theoretique sur l'ecoulement des nappes d'eau infiltrées dans le sol et sur le debit des sources*. J. Math. Pure Appl. 10 (5): 5-78.
11. Brutsaert W, Nieber J.I. (1977). *Regionalized drought flow hydrographs from a mature glaciated plateau*. Water Resources Research, 13(3), 637-643.
12. Buckingham, E. (1907). *Studies on the movement of soil moisture*. Bull. 38. USDA, Bureau of Soils, Washington D.C.
13. Carson, M.A. y Kirkby, M.J. (1972). *Hillslope form and processes*. New York, Cambridge University Press, 475 p.
14. Chow, V. T. (1953), *Frequency analysis of hydrologic data with special application to rainfall intensities*, Bulletin Series No. 414, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, Illinois.
15. Chow, V. T. (1964), *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill Book Company, New York.
16. Chow, V.T.; Maidment D.R.; Mays L.W. (1988). *Applied Hydrology*. McGraw-Hill, New York.
17. Chow, V.T.; Maidment, D.R.; Mays, L.W. (1994): *Hidrología aplicada*. McGraw Hill, 584 págs.



18. Clark, C. O. (1945). *Storage and the unit hydrograph*, Transactions of American Society of Civil Engineering (ASCE), 110, 1419-1446.
19. Consorcio de Compensación de Seguros e Instituto Geológico y Minero de España (2004). *Perdidas por terremotos e inundaciones en España durante el periodo 1987-2001 y su estimación para los próximos 30 años (2004-2033)*. Publicado por Consorcio de Compensación de Seguros. Ministerio de Economía y Hacienda.
20. Cooper HH Jr, Rorabaugh M.I. (1963). *Groundwater movements and bank storage due to flood stages in surface streams*. USGS Water Supply Paper 1536-J: 343-366
21. Coutagne A. (1948). *Meteorologie et hydrologie. Etude generale des debits et des facteurs qui les conditionnent. 2eme partie: les variations de debit en periode noninfluencee par les precipitations. Le debit d'infiltration (correlations fluviales internes)*. La Houille Blanche, 416-436, Sept-Oct.
22. Cunge, J. A. (1969). *On the subject of a flood propagation computation method (Muskingum method)*. J. Hydrol. Res., Delft, The Netherlands, 7(2), 205–230.
23. Cunge, J. (2001). *Volume conservation in variable parameter Muskingum-Cunge method – Discussion*. J. Hydraul. Eng.-ASCE, 127(3), 239–239.
24. Defense Mapping Agency. (1991). *Datums, Ellipsoids, Grids and Grid Reference Systems*. DMA Technical Manual 8358.1
25. Dewandel B, Lachassagne P, Bakalowicz M, Weng PH, Al-Malki A. (2003). *Evaluation of aquifer thickness by analysing recession hydrographs. Application to the Oman ophiolite hard-rock aquifer*. Journal of Hydrology, 274:248-269.
26. Dirección General de Carreteras. (1965). *Instrucción de Carreteras. Drenaje. Norma 5.1.-I.C.*, Dirección General de Carreteras.
27. Dirección General de Carreteras. (1990). *Instrucción 5.2-IC "Drenaje Superficial"*. Orden 14 de mayo de 1990. Dirección General de Carreteras, Colección Textos de la DGC, 37, 84 págs, Madrid.
28. Dirección General de Carreteras. (1996). *Mapa para el cálculo de máximas precipitaciones diarias en la España peninsular*, escala 1:1.000.000. Dirección General de Carreteras, S.E. de Infraestructuras y Transportes, Ministerio de Fomento.
29. Dirección General de Carreteras. (1999). *Máximas llluvias diarias en la España peninsular*. Serie monografías. Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento, Madrid, 28 págs. + 25 mapas + CD-ROM.
30. Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas.
31. Directiva 2003/4/CE del Parlamento Europeo y del Consejo de 28 de enero de 2003, de acceso público a la información medio ambiental.
32. Directiva 2007/2/CE del Parlamento Europeo y del Consejo de 14 de marzo de 2007 por la que se establece una Infraestructura de Información Espacial en la Comunidad Europea (INSPIRE).

33. Directiva 2007/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2007, relativa a la evaluación y gestión de los riesgos de inundación.
34. Elío, E. (1901). *Las Inundaciones en Aragón*. Revista de Obras Públicas. Núm. 1.354.
35. Etoh, T; A. Murota y M. Nakanishi (1987). *SQRT-Exponential Type Distribution of Maximum. Hydrologic Frequency Modelling*. Proceedings of the International Symposium on Flood Frequency and Risk Analyses, 14-17 May 1986, Louisiana State University, V. P. Shing (ed.), Reidel Pub. Com. U.S.A., pp. 253-264.
36. Felicísimo, A. M. (1994). *Modelos digitales del terreno: introducción y aplicaciones en las ciencias ambientales*. Pentalfa Ediciones, 1994. ISBN 84-7848-475-2.
37. Ferrer-Polo, J. (1993). *Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas*. CEDEX. Publicaciones del Mº de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, M-37. 77 pp.
38. Ferrer-Polo, J. (1996).- *El modelo de función de distribución SQRT-ET max en el análisis regional de máximos hidrológicos : aplicación a lluvias diarias*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
39. Ferrer-Juliá, M. (2003). *Análisis de nuevas fuentes de datos para la estimación del parámetro número de curva: perfiles de suelos y teledetección*. CEDEX, Monografía C48.
40. Ferrer-Juliá, M., Estrela, T., Sánchez del Corral, A, García-Meléndez, E. (2004). *Constructing a saturated hydraulic conductivity map of Spain using pedotransfer functions and spatial prediction*. Geoderma, 123: 257-277.
41. Ferrer-Juliá, M., Rodríguez, J. y Estrela, T., (1995), *Generación automática del número de curva con sistemas de información automática*. Ingeniería del Agua, Vol. 2, nº4, pp 43-58.
42. Ferrer-Juliá, M., Ruiz, A., Dimas, M, Estrela, T.,(1997), *Aportación de la Teledetección para la determinación del parámetro hidrológico Número de Curva*, Ingeniería del Agua, Vol. 5,nº1, pp 35-46.
43. Goñi, M.; López, J.J.; Gimena, F. N.; Aguirre U. (2008). *Simulación de la escorrentía directa en una cuenca forestal del norte de España*. Ingeniería del agua, ISSN 1134-2196, Vol. 15, Nº. 1 , pags. 19-28.
44. Green, W. H. y Ampt G. A. (1911), *Studies on soil physics, the flow of air and water through soils*, Journal of Agricultural Science, Vol. 4, nº1, pp 1-24.
45. Griffiths GA, Clausen B, (1997). *Streamflow recession in basins with multiple water storages*. Journal of Hydrology 190, 60-74.
46. Hall FR, (1968). *Base flow recession - a review*. Water Resources Research 4(5): 973-983.
47. Hardy, R. (1971). *Multiquadratic Equations of Topography and Other Irregular Surfaces*. Journal of Geophysical Research, 76, 1905—1915.

48. Hawkins, R.H. (1993), *Asymptotic determination of runoff curve numbers from data*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, Vol, 119, n°4, pp 334-345.
49. Hawkins, R.H., Ward, T.J., Woodward, D.E., Van Mullem, J.A. (2009). *Curve Number Hydrology: State of the Practice*. American Society of Civil Engineers (ASCE).
50. Hewlett JD, Hibbert AR, (1963). *Moisture and energy considerations within a sloping soil mass during drainage*. J. Geophys. Res. 64, 1081-1087
51. HEC (Hydrologic Engineering Center), (1990). *HEC-1 Flood Hydrograph Package User's Manual*. Davis, California (Estados Unidos): HEC.
52. Hino, M., Hasebe, M. (1984). *Identification and prediction of nonlinear hydrological systems by the filter-separation autoregressive (AR) method: extension to hourly hydrologic data*. Journal of Hydrology 68: 181-210
53. Hjeimfeit, A.T., (1991), *Investigation of curve number procedure*, Journal of Hydrologic Engineering, ASCE, Vol. 117, núm. 6, pp 725-737.
54. HMR52 (1984). *Probable Maximum Storm Computation (Eastern U.S.) Users Manual*. March 1984 U.S. Army Corps of Engineers Water Resources Support Center The Hydrologic Engineering Center.
55. Horton, R.E., (1933). *The role of infiltration in the hydrological cycle*. Transactions of the American Geophysical Union 14:446-460.
56. Huber, W.C., Heaney, J.P., Nix, S.J., Dickinsom, R.E. and Polmann, D.J. (1981), *Storm Water Management Model User's Manual Version III*, EPA-600/2-84-109a, Environmental Protection Agency, Athens, GA.
57. IGN (2002). CORINE 2000. Descripción de la nomenclatura del CORINE Land Cover al nivel 5. [http://www.fomento.es/MFOM/LANG\\_CASTELLANO/DIRECCIONES\\_GENERALES/INSTITO\\_GEOGRAFCO/Teledeteccion/corine/clc2000/documentos/doc\\_tecnica/021213Nomenclatura5\\_descrip-doc.htm](http://www.fomento.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/DIRECCIONES_GENERALES/INSTITO_GEOGRAFCO/Teledeteccion/corine/clc2000/documentos/doc_tecnica/021213Nomenclatura5_descrip-doc.htm).
58. James, L.D., Thompson, W.O. (1970). *Least squares estimation of constants in a linear recession model*. Water Resources Research, 6, 1062-1069.
59. Kuichling, E. (1889). *The Relationship between the Rainfall and the Discharge of Sewers in Populous Areas*. Trans. ASCE, vol 20, No1, p60.
60. Kumar Mishra, S., Singh, V.P. (2003). *Soil conservation service curve number (SCS-CN) methodology*. Water science & technology library Vol. 42.
61. Langbein, W.B. (1938). *Some channel-storage studies and their application to the determination of infiltration*. Trans. Am. Geophys. Union, 19, 435-445.
62. Ley 7/1986, de 24 de enero, de Ordenación de la Cartografía (B.O.E. de 29 de enero 1986).
63. López-Rodríguez, J J.; Gimena F.N. (2007). *Hidrograma Unitario Geomorfológico de Depósitos*. CEDEX monografías: M-91.

64. Llamas, J. (1993). *Hidrología General. Principios y Aplicaciones*. Ed. Universidad del País Vasco. 636 pp.
65. Lloyds-Davis, D.E. (1906). *The Elimination of Storm Water from Sewerage Systems*. Proc. ICE, Vol. 164, pp 41-67.
66. Maillet, E. (1905). *Essais d'hydraulique souterraine et fluviale*. Librairie Sci. Hermann Paris, 218pp.
67. Meijerink, A.M., Brouwer, H.A., Mannaerts, C.IVI. y Valenzuela, C. R. (1995), *Introduction to the use of geographic information systems for practical hydrology*, International Institute for Aerospace Survey and Earth Science (ITC), UNESCO, Publication n°23.
68. Meyboom, P. (1961). *Estimating ground-water recharge from stream hydrographs*. Journal of Geophysical Research, 66(4), 1203-1214
69. Ministerio de Fomento (1999) .- *Máximas Lluvias diarias en la España Peninsular*. (Incluye CD). 1ª reimpresión 2001.
70. Ministerio del Interior. Dirección General de Protección Civil y Emergencias. (2008). *Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas*.
71. Ministerio de Medio Ambiente (1998). *Estudio Meteorológico de la situación del 7 de agosto de 1996 (Biescas)*.
72. Ministerio de Medio Ambiente. (2007). *Anuario de aforos 2005-2006*. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas.
73. Ministerio de Medio Ambiente. Instituto Nacional de Meteorología (1995). *Valores Normales y Estadísticos Principales (1961-1990)*. Varios observatorios.
74. Ministerio de Medio Ambiente. Instituto Nacional de Meteorología (1998). *Las precipitaciones máximas en 24 horas y sus períodos de retorno en España. Un estudio por regiones*. Volumen 0, Introducción y Metodología. Serie monografías. Instituto Nacional de Meteorología, Ministerio de Medio Ambiente, Madrid, 18 págs.
75. Ministerio de Medio Ambiente. Instituto Nacional de Meteorología (2001). *Las precipitaciones máximas en 24 horas y sus períodos de retorno en España. Un estudio por regiones*. Varias regiones. Serie monografías. Instituto Nacional de Meteorología, Ministerio de Medio Ambiente, Madrid.
76. Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General del Instituto Nacional de Meteorología (1998). *Las precipitaciones máximas en 24 horas y sus periodos de Retorno en España. Un estudio por regiones*.
77. Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General del Instituto Nacional de Meteorología (2002). *Valores normales y estadísticos de observatorios meteorológicos principales (1971-2000)*.
78. Moore R.D. (1997). *Storage-outflow modelling of streamflow recessions, with application to a shallow-soil forested catchment*. Journal of Hydrology 198:260-270
79. Mularie, W.M. (2000). National Imagery and Mapping Agency (NIMA). Technical Report 8350.2.

80. Mulvaney, T.J. (1850). *On the Use of Self Registering Rain and Flood Gauges in Making Observations on the Relation of Rainfall and of Flood Discharges in a Given Catchment*. Trans. ICE Ireland, Vol.4, No2, p18.
81. Musgrave, G.V. (1955). *How much of the rain enters the soil?*. The Yearbook of Agriculture, U.S. Department on Agriculture, Washington, U.S.A., pp 151-159.
82. Nash, J.E., Sutcliffe, J.V. (1970). *River flow forecasting through conceptual models. Part I: A discussion of principles*; Journal of Hydrology 10 (3), 282–290.
83. Nathan, R.J, McMahan T.A. (1990). *Evaluation of automated techniques for baseflow and recession analysis*. Water Resources Research. 26(7):1465-1473.
84. Orden FOM/956/2008, de 31 de marzo, por la que se aprueba la política de difusión pública de la información geográfica generada por la Dirección General del Instituto Geográfico Nacional.
85. Organización Meteorológica Mundial (1994): *Guía de prácticas hidrológicas. Adquisición y proceso de datos, análisis, predicción y otras aplicaciones*. OMM – N° 168, Quinta edición, 781 p.
86. Padilla, A., Pulido-Bosh, A., Mangin, A. (1994). *Relative importance of baseflow and quickflow from hydrographs of karst spring*. Ground Water 32, 267-277.
87. Perez-Nogués, M. (1998). *Aguilón: Notas Históricas*. Ed. Diputación Provincial de Zaragoza. Servicio de Cultura. 261 pp.
88. Ponce, V.M. (1989), *Engineering Hydrology*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, Estados Unidos.
89. Ponce, V.M. (1996), *Runoff Curve Number: has It reached Maturity?*, Journal of Hydrologic Engineering, ASCE, Vol.1, n°1, pp 11-19.
90. Richards, L A. (1931), *Capillary conduction of liquids through porous mediums*, Physics, Vol. 1, pp 318-333.
91. Rawls, W.J., Brakensiek, D.L. y Miller, N. (1983), *Green-Ampt infiltration parameters from soils data*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 109, n'»1, 62-70.
92. Real Decreto 585/1989, de 26 de mayo, por el que se desarrolla la Ley 7/986, de 24 de enero, en materia de Cartografía Catastral. (B.O.E. de 1 junio de 1989).
93. Real Decreto 1545/2007, de 23 de noviembre, por el que se regula el Sistema Cartográfico Nacional.
94. Real Decreto 2949/1979, de 29 de diciembre, sobre competencias del Instituto Geográfico Nacional en lo concerniente al Mapa Nacional Topográfico Parcelario. (B.O.E. de 10 enero de 1980).
95. Rodriguez-Iturbe, I. y Valdés, J. B., (1979), *Geomorphologic structure of hydrologic response*, Water Resources Research, Vol. 15, núm. 6, pp 1409-1420.
96. Rorabaugh, M.I. (1964). *Estimating changes in bank storage and groundwater contribution to streamflow*. Int. Ass. Scientific Hydrology. Publ 63, 432-441

97. Rutledge, A.T. (1998). *Computer programs for describing the recession of ground-water discharge and for estimating mean ground-water recharge and discharge from streamflow records-Update*. US Geological Survey, Water Resources Investigations Report 98-4148
98. Rutledge, A.J., Daniel III CC. (1994). *Testing an automated method to estimate ground-water recharge from stream flow record*. *Ground Water* 32(2):180-189
99. Sherman, L. K. (1932), *Streamflow from rainfall by the unit-graph method*, *Engineering News-Record*, Vol. 108, n°7, pp 501-505.
100. Singh, V.P. (1988) *Rainfall-Runoff Modelling*, Hydrologic Systems, Volume núm. I, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, Estados Unidos.
101. Singh, V.P. (1989). *Hydrologic Systems Vol 11: Watershed Modeling*. Prentice Hall.
102. Singh, V.P. (1992). *Elementary Hydrology*. Prentice Hall. 973 pp.
103. Smakhtin, V.Y. (2001). *Low flow hydrology: a review*. *Journal of Hydrology* 240:147-186.
104. Snyder, F.F. (1938): *Synthetic unit hydrographs*. *Transactions, American Geophysical Union*, volumen 19, parte 1, págs. 447-454.
105. Snyder, J.P. (1982). *Map projections used by the U.S. Geological Survey*. *Geological Survey Bulletin* 1532. United States Government Printing Office, Washington, DC.
106. Steenhuis, T.S. Winchell, M., Rossing, M., Zollweg, J. y Walter, M.F. (1995), *SCS runoff equation revisited for variable-source runoff areas*, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, Vol. 121, n°3, pp 234-238.
107. Sujono, J., Shikasho, S., Hiramatsu, K., (2004). *A comparison of techniques for hydrographic recession analysis*. *Hydrological Processes* 18, 403-413
108. Taylor and Schwartz. (1952). *Unit Hydrograph Lag and Peak*. *Transactions American Geophysical Union*. AGU. Vol 38.
109. Technical Release 55 (TR-55). (1986): *Urban Hydrology for Small Watersheds*. USDA Natural Resources Conservation Service (NRCS).
110. Témez, J.R. (1978). *Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales*. Dirección General de Carreteras, MOPU, Madrid, 113 págs.
111. Témez, J.R. (1987). *Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas y medianas cuencas naturales*. Textos de la Dirección General de Carreteras, Tecnología carreteras, MOPT, Madrid, pag. var.
112. Témez, J.R. (1991). *Extended and Improved Rational Method. Version of the Highways Administration of Spain*. *Proc. XXIV I.A.H.R. Congress*, Madrid (España), vol. A, 33-40.
113. Témez, J.R. (1992). *Generalización y mejora del método racional*. Versión de la Dirección General de Carreteras de España. *Ingeniería Civil*, 82.

114. Terstriep, M.L. (1974), *The Illinois Urban drainage Area Simulator, ILLUDAS*, State of Illinois, Department of Registration and Education, Urbana, Illinois, Estados Unidos.
115. Thiessen, A.H., & Alter, J.C. (1911). *Climatological Data for July, 1911*: District No. 10, Great Basin. Monthly Weather Review, July 1911: 1082-1089.
116. Toebes, C., Strang, D.D., 1964. On recession curves 1: Recession equations. J. Hydrology, New Zealand 3(2), 2-15
117. USDA-SCS. (1964). *Hydrology*. Section 4, Part I, Watershed Planning. National Engineering Handbook. Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, Washington DC.
118. USDA-SCS. (1985). *National Engineering Handbook*, Section 4 - Hydrology. Washington, D.C.
119. Van de Griend, A.A., De Vries, J.J., Seyhan, E. (2002). *Groundwater discharge from areas with a variable specific drainage resistance*. Journal of Hydrology 259:203-220.
120. Viessman, W., Lewis, G.L. (2003). *Introduction to Hydrology*. Pearson Education Inc., 5ª ed., 612 pp.
121. Wanielista, M. (1997).- *Hydrology and Water Quality Control*. 2ª edición. Ed. Wiley
122. Watson, D.F. y Philip, G.M. (1985), *A Refinement of Inverse Distance Weighted Interpolation*, Geo-Processing, Vol. 2, pp 315-327.
123. Wenzel, H.G., Jr., (1982), *Rainfall for urban stormwater design*, in Kibler, D. F., ed., Urban Stormwater Hydrology, Water Resources Monograph 7, American Geophysical Union, Washington, D. C., 35-64.
124. Williams, L., (1983). *Pyramidal Parametrics*. ACM SIGGRAPH Computer Graphics. Vol. 17, núm. 3, pgs. 1 – 11.
125. Wittenberg, H. (1994). *Nonlinear analysis of low flow recession curves*. FRIENDS: Flow Regimes from International and Experimental Network Data. IAHS Publ. No 221:61
126. Woessner, W.W. (2000). *Stream and fluvial plain ground water interactions*: Rescaling hydro-geologic thought. Ground Water 38(3):423-429.
127. Wrigth, R.S., Lipchak, B. (2004). *OpenGL. Traducción de OpenGL Superbible*. Ed. Anaya.
128. Wrigth, R.S., Sweet, M. (1997). *Programación en OpenGL*. Ed. Anaya.
129. Zorraquino, C. (2004).- La función SQRT-ETmax. *Revista de Obras Públicas*, 3447: 33-37

**ANEJO Núm. 1.- ESTACIONES DE AFORO.**



|  |  |
|--|--|
| <b>CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA</b><br><b>EBRO</b> | <b>FICHA ESTACIÓN DE AFOROS EN RÍO</b><br><b>9031 ZORITA</b> |
|--|--|

**IDENTIFICACIÓN**

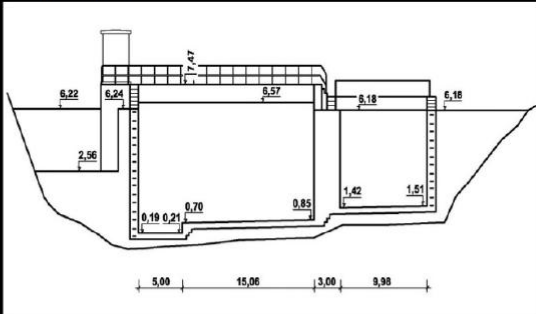
ESTADO **ALTA** INICIO **1932**  
 COD. CH **31** COD. SAIH **A031** COD. SAICA  
 UTM X **740.130** Y **4.518.312** HUSO **30** COTA (m) **570**  
 RÍO: **BERGANTES**  
 CUENCA RECEPTORA (km<sup>2</sup>) **1.038**  
 SISTEMA DE EXPLOTACIÓN **GUADALOPE**  
 T. MUNICIPAL **ZORITA DEL MAESTRAZGO**  
 PROVINCIA **CASTELLÓN**  
 HOJA 1:50.000 **PEÑARROYA DE TASTAVINS (520)**



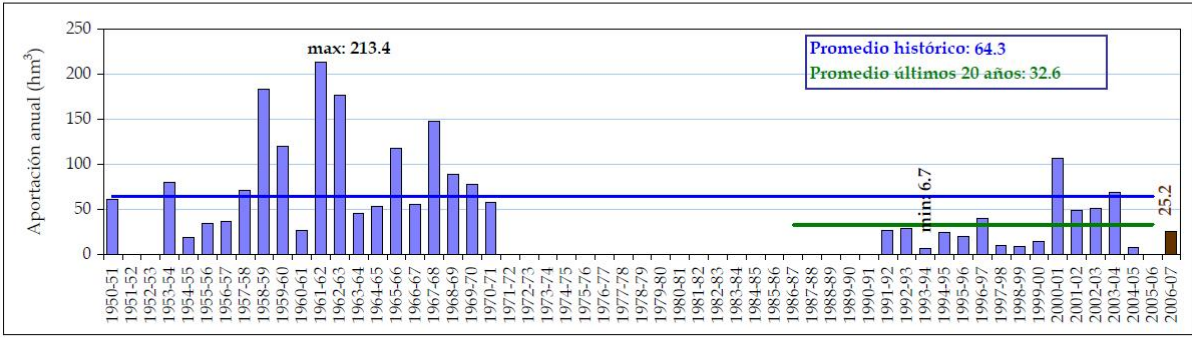
**TIPOLOGÍA**

TIPO DE ESTACIÓN **ENCAUZAMIENTO CON CANAL DE AGUAS BAJAS**  
 PROPIETARIO **ESTADO**  
 RÉGIMEN DE CAUDALES **NATURAL**  
 LONGITUD (m) ANCHO (m) **33.0**  
 ESCALA **SI**  
 N° BANQUETAS: **2** PASARELA **SI**  
 VERTEDERO **SI**  
 CASETA **SI DE FABRICA**  
 SAIH **SI** SAICA **NO**

**SECCIÓN TIPO**

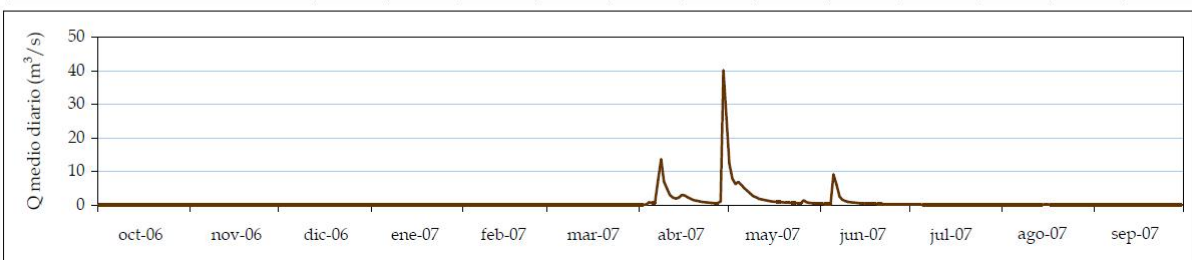


**Estación de Aforo: 9031 Río Bergantes en Zorita**



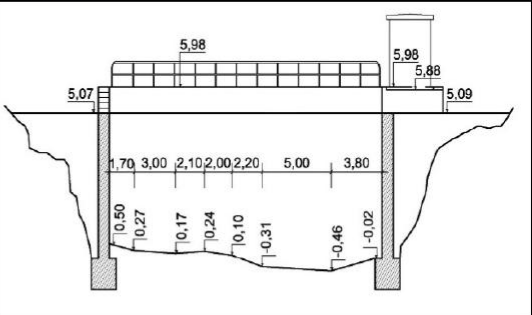
| Caudales máximos (m <sup>3</sup> /s) | Qc    | fecha Qc   | mediana de Qc | Qci  | fecha Qci  | mediana de Qci |
|--------------------------------------|-------|------------|---------------|------|------------|----------------|
| Máximo del periodo histórico         | 668.3 | 23/10/1967 | 56.3          | 1560 | 23/10/1967 | 87.8           |
| Año 2006-07                          | 40.0  | 29/04/2007 |               | 89.9 | 29/04/2007 |                |

| Aportaciones mensuales (hm <sup>3</sup> ) | oct  | nov  | dic  | ene  | feb  | mar  | abr  | may  | jun  | jul | ago  | sep  |
|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|
| Mínimo                                    | 0.3  | 0.3  | 0.4  | 0.5  | 0.4  | 0.4  | 0.3  | 0.4  | 0.4  | 0.3 | 0.4  | 0.0  |
| Máximo                                    | 95.0 | 80.8 | 81.5 | 93.9 | 17.4 | 36.3 | 33.9 | 31.1 | 19.7 | 5.3 | 14.7 | 35.8 |
| Promedio histórico                        | 15.3 | 8.3  | 6.1  | 6.6  | 3.4  | 4.6  | 5.0  | 7.0  | 3.5  | 1.5 | 2.1  | 4.0  |
| Año 2006-07                               | 0.5  | 0.5  | 0.4  | 0.4  | 0.4  | 0.4  | 11.4 | 6.8  | 2.9  | 0.6 | 0.5  | 0.5  |

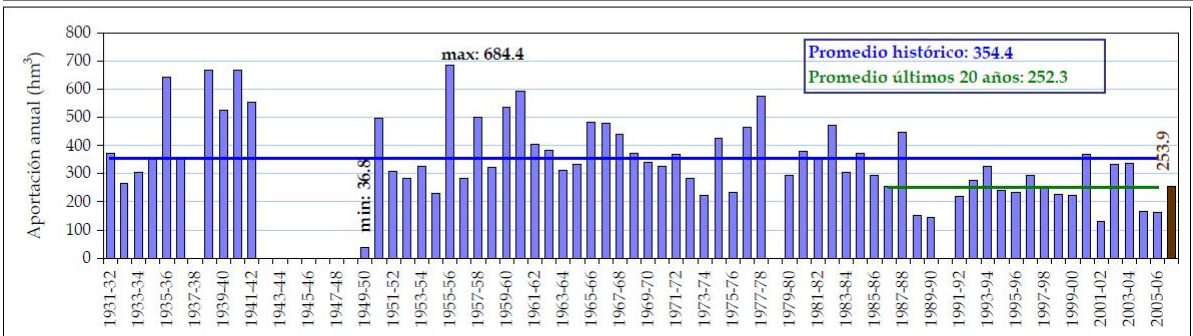


|  |  |
|--|--|
| <b>CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA</b><br><b>EBRO</b> | <b>FICHA ESTACIÓN DE AFOROS EN RÍO</b><br><b>9063 SIGÜES</b> |
|--|--|

|   |  |
|---|--|
| <p><b>IDENTIFICACIÓN</b></p> <p>ESTADO <b>ALTA</b> INICIO <b>1931</b></p> <p>COD. CH <b>63</b> COD. SAIH <b>A063</b> COD. SAICA</p> <p>UTM X <b>663.000</b> Y <b>4.722.000</b> HUSO <b>30</b> COTA (m) <b>510</b></p> <p>RÍO: <b>ESCA</b></p> <p>CUENCA RECEPTORA (km<sup>2</sup>) <b>506</b></p> <p>SISTEMA DE EXPLOTACIÓN <b>EBRO ALTO-MEDIO Y ARAGON</b></p> <p>T. MUNICIPAL <b>SIGUES</b></p> <p>PROVINCIA <b>ZARAGOZA</b></p> <p>HOJA <b>1:50.000</b> SIGIES (175)</p> |  |
|---|--|

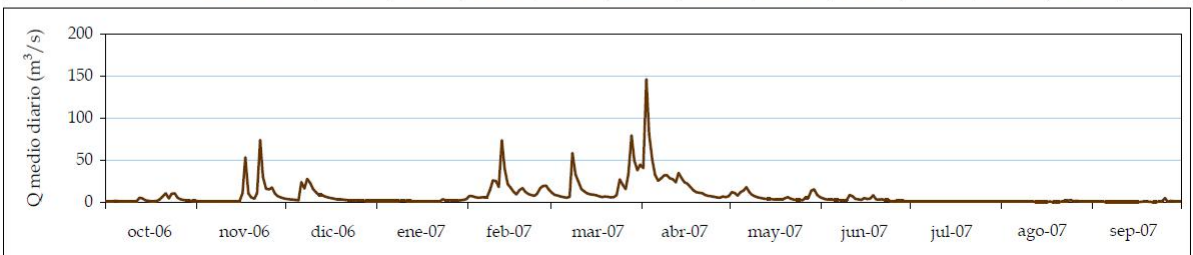
|   |  |
|---|--|
| <p><b>TIPOLOGÍA</b></p> <p>TIPO DE ESTACIÓN <b>ENCAUZAMIENTO CON CANAL DE AGUAS BAJAS</b></p> <p>PROPIETARIO <b>ESTADO</b></p> <p>RÉGIMEN DE CAUDALES <b>NATURAL</b></p> <p>LONGITUD (m) ANCHO (m) <b>19,8</b></p> <p>ESCALA <b>SI EXTERIOR</b></p> <p>Nº BANQUETAS: PASARELA <b>SI</b></p> <p>VERTEDERO <b>SI</b></p> <p>CASETA <b>SI DE FABRICA</b></p> <p>SAIH <b>SI</b> SAICA <b>NO</b></p> | <p><b>SECCIÓN TIPO</b></p>  |
|---|--|

**Estación de Aforo: 9063 Río Esca en Sigües**



| Caudales máximos (m <sup>3</sup> /s) | Qc    | fecha Qc   | mediana de Qc | Qci   | fecha Qci  | mediana de Qci |
|--------------------------------------|-------|------------|---------------|-------|------------|----------------|
| Máximo del periodo histórico         | 300   | 27/10/1937 | 128.1         | 550   | 27/10/1937 | 208.8          |
| Año 2006-07                          | 145.8 | 02/04/2007 |               | 204.5 | 02/04/2007 |                |

| Aportaciones mensuales (hm <sup>3</sup> ) | oct  | nov  | dic   | ene   | feb   | mar   | abr   | may   | jun   | jul  | ago  | sep  |
|---|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|
| Mínimo                                    | 1.9  | 0.9  | 4.0   | 4.1   | 0.3   | 0.0   | 0.8   | 3.5   | 2.7   | 1.7  | 1.5  | 1.6  |
| Máximo                                    | 96.4 | 93.3 | 139.8 | 149.9 | 176.2 | 151.3 | 119.5 | 108.0 | 103.8 | 32.7 | 18.9 | 25.4 |
| Promedio histórico                        | 16.4 | 29.6 | 47.7  | 49.2  | 47.2  | 48.7  | 44.2  | 33.2  | 18.3  | 7.9  | 5.8  | 6.7  |
| Año 2006-07                               | 8.8  | 25.6 | 18.1  | 5.4   | 39.6  | 51.5  | 68.2  | 19.2  | 9.1   | 3.2  | 3.0  | 2.3  |



|   |  |
|---|--|
| <b>CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA</b><br>EBRO | <b>FICHA ESTACIÓN DE AFOROS EN RÍO</b><br>9268 ISABA |
|---|--|

**IDENTIFICACIÓN**

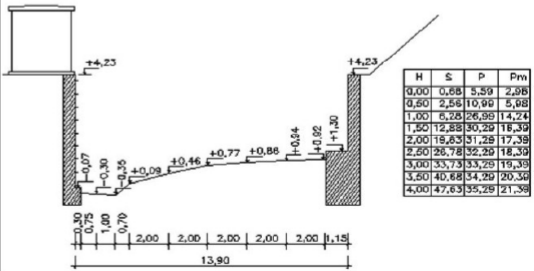
ESTADO **ALTA** INICIO **1992**  
 COD. CH **268** COD. SAIH **A268** COD. SAICA  
 UTM X **669423** Y **4747449** HUSO **30** COTA (m) **760**  
 RÍO: **ESCA**  
 CUENCA RECEPTORA (km2)  
 SISTEMA DE EXPLOTACIÓN **EBRO ALTO-MEDIO Y ARAGON**  
 T. MUNICIPAL **ISABA**  
 PROVINCIA **NAVARRA**  
 HOJA 1:50.000 **OCHAGAVIA (117)**



**TIPOLOGÍA**

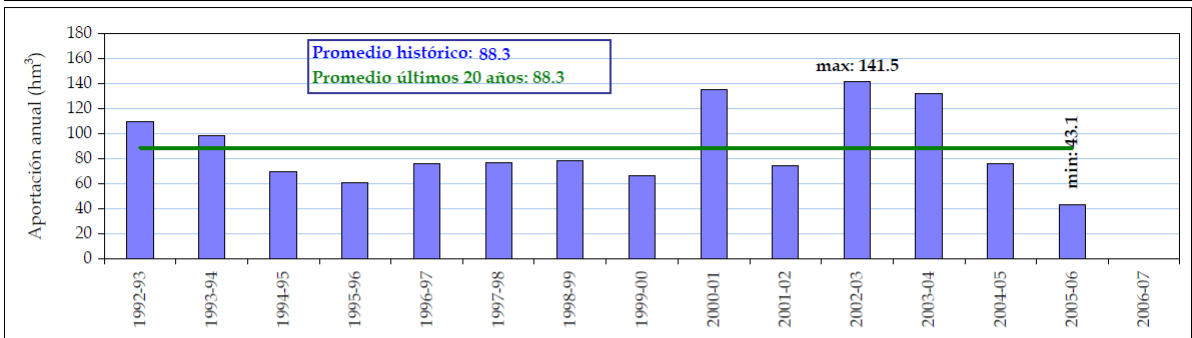
TIPO DE ESTACIÓN **CAUCE NATURAL**  
 RÉGIMEN DE CAUDALES **NATURAL**  
 LONGITUD (m) ANCHO (m) **13,9**  
 ESCALA **SI** EXTERIOR  
 Nº BANQUETAS: **0** PASARELA **NO**  
 VERTEDERO **NO**  
 CASETA **SI** PREFABRICADA  
 SAIH **SI** SAICA **NO**

**SECCIÓN TIPO**



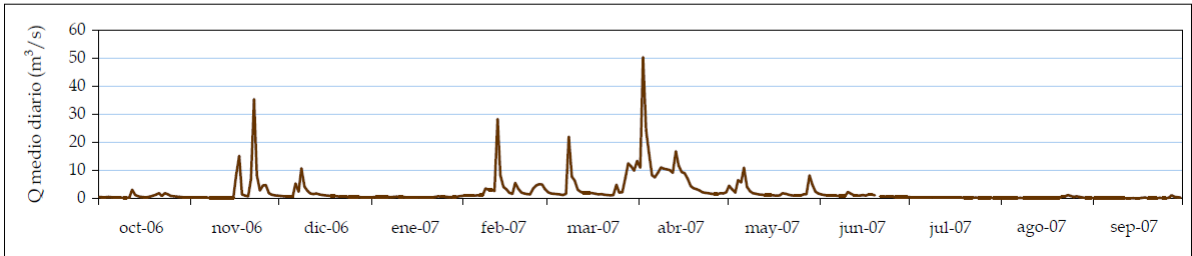
| H    | S     | P      | Pm    |
|------|-------|--------|-------|
| 0,00 | 0,68  | 5,59   | 2,98  |
| 0,50 | 2,58  | 10,90  | 5,98  |
| 1,00 | 5,23  | 16,20  | 11,24 |
| 1,50 | 12,88 | 30,29  | 18,39 |
| 2,00 | 19,83 | 51,28  | 17,39 |
| 2,50 | 26,78 | 72,29  | 18,39 |
| 3,00 | 33,73 | 93,29  | 19,39 |
| 3,50 | 40,68 | 114,29 | 20,39 |
| 4,00 | 47,63 | 135,28 | 21,38 |

**Estación de Aforo: 9268 Río Esca en Isaba**



| Caudales máximos (m³/s)      | Qc   | fecha Qc   | mediana de Qc | Qci   | fecha Qci  | mediana de Qci |
|------------------------------|------|------------|---------------|-------|------------|----------------|
| Máximo del periodo histórico | 71.8 | 05/10/1992 | 35.7          | 100.6 | 03/03/2003 | 69.4           |
| Año 2006-07                  | 50.3 | 02/04/2007 |               | 75.1  | 02/04/2007 |                |

| Aportaciones mensuales (hm³) | oct  | nov  | dic  | ene  | feb  | mar  | abr  | may  | jun  | jul | ago | sep |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|-----|-----|
| Mínimo                       | 0.6  | 1.7  | 3.3  | 1.8  | 0.7  | 1.7  | 1.7  | 1.9  | 0.5  | 0.2 | 0.1 | 1.1 |
| Máximo                       | 41.1 | 24.6 | 31.9 | 31.9 | 18.6 | 26.6 | 18.8 | 16.4 | 13.0 | 6.3 | 4.3 | 5.5 |
| Promedio histórico           | 7.1  | 9.9  | 12.7 | 12.9 | 7.6  | 12.0 | 9.9  | 7.4  | 3.8  | 2.3 | 1.9 | 2.5 |
| Año 2006-07                  | 2.0  | 8.5  | 4.1  | 1.4  | 9.1  | 11.6 | 22.7 | 7.1  |      | 0.8 | 0.7 | 0.5 |



|  |   |
|--|---|
| <b>CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA</b><br><b>EBRO</b> | <b>FICHA ESTACIÓN DE AFOROS EN RÍO</b><br><b>9255 ORTILLA</b> |
|--|---|

**IDENTIFICACIÓN**

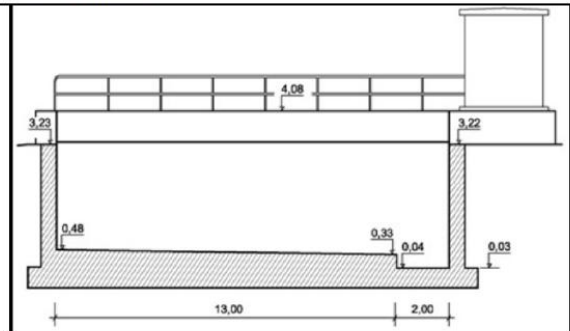
|                                     |   |            |           |
|-------------------------------------|---|------------|-----------|
| ESTADO                              | ALTA  | INICIO     | 1992      |
| COD. CH                             | 255   | COD. SAIH  | A255      |
|                                     |   | COD. SAICA |           |
| UTM X                               | 696.463                                     | Y          | 4.669.733 |
|                                     |   | HUSO       | 30        |
|                                     |   | COTA (m)   | 426       |
| RÍO:                                | SOTON                                       |            |           |
| CUENCA RECEPTORA (km <sup>2</sup> ) |   |            |           |
| SISTEMA DE EXPLOTACIÓN              | GALLEGO-CINCA-ESERA-<br>NOGUERA RIBAGORZANA |            |           |
| T. MUNICIPAL                        | LUPIÑEN-ORTILLA                             |            |           |
| PROVINCIA                           | HUESCA                                      |            |           |
| HOJA 1:50.000                       | ALMUDEVAR (285)                             |            |           |



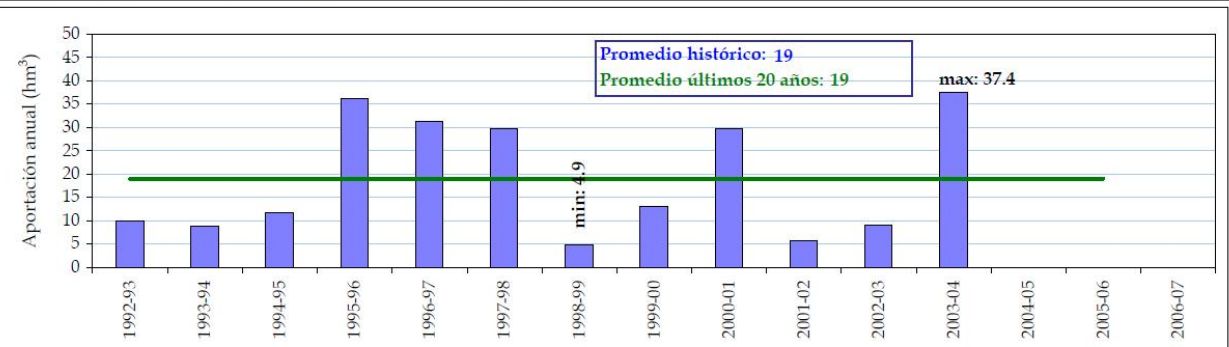
**TIPOLOGÍA**

**SECCIÓN TIPO**

|                     |  |              |    |
|---------------------|--|--------------|----|
| TIPO DE ESTACIÓN    | ENCAUZAMIENTO CON CANAL DE AGUAS BAJAS |              |    |
| PROPIETARIO         | ESTADO                                 |              |    |
| RÉGIMEN DE CAUDALES | NATURAL                                |              |    |
| LONGITUD (m)        |  | ANCHO (m)    | 15 |
| ESCALA              | SI                                     | EXTERIOR     |    |
| Nº BANQUETAS:       | 1                                      | PASARELA     | SI |
| VERTEDERO           | SI                                     |              |    |
| CASETA              | SI                                     | PREFABRICADA |    |
| SAIH                | SI                                     | SAICA        | NO |

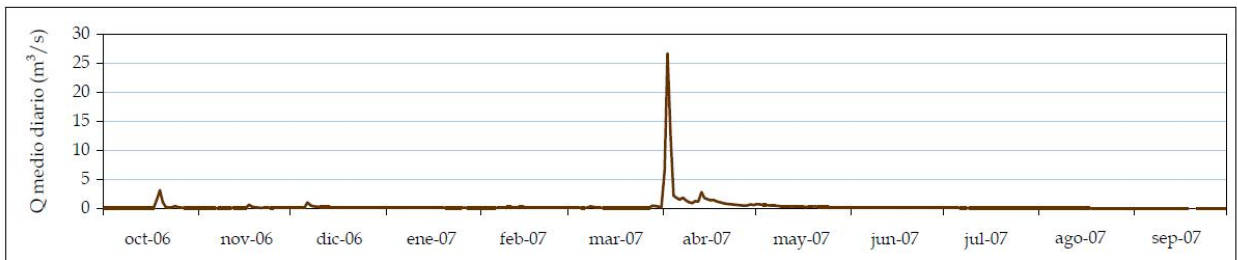


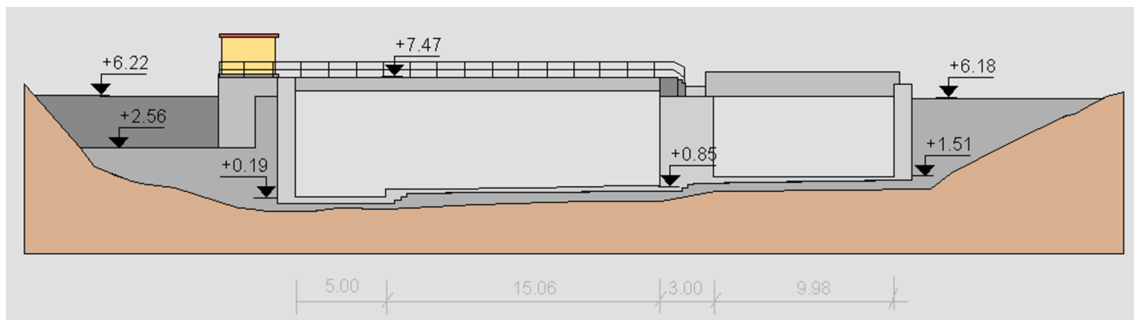
**Estación de Aforo: 9255 Río Sotón en Ortilla**



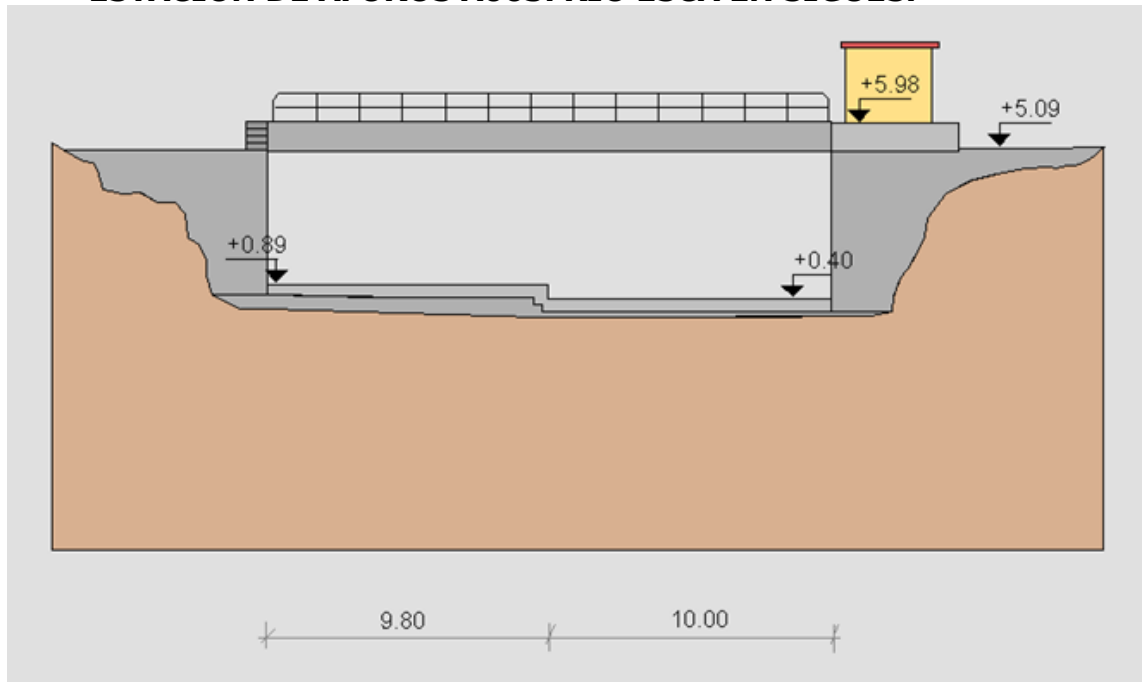
| Caudales máximos (m³/s)      | Qc   | fecha Qc   | mediana de Qc | Qci   | fecha Qci  | mediana de Qci |
|------------------------------|------|------------|---------------|-------|------------|----------------|
| Máximo del periodo histórico | 78.3 | 18/12/1997 | 16.8          | 187.6 | 09/06/2000 | 100.4          |
| Año 2006-07                  | 26.6 | 02/04/2007 |               | 98.3  | 02/04/2007 |                |

| Aportaciones mensuales (hm³) | oct | nov | dic  | ene  | feb | mar | abr | may | jun | jul | ago | sep |
|------------------------------|-----|-----|------|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Mínimo                       | 0.0 | 0.0 | 0.3  | 0.3  | 0.2 | 0.3 | 0.2 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Máximo                       | 4.5 | 7.8 | 13.4 | 16.4 | 8.2 | 6.3 | 4.0 | 3.0 | 7.0 | 1.2 | 1.9 | 4.3 |
| Promedio histórico           | 1.1 | 1.8 | 2.6  | 3.4  | 2.0 | 1.7 | 1.2 | 1.1 | 1.0 | 0.3 | 0.4 | 0.7 |
| Año 2006-07                  | 0.7 | 0.4 | 0.7  | 0.4  | 0.5 | 0.5 | 6.7 | 1.0 | 0.5 | 0.2 | 0.1 |     |

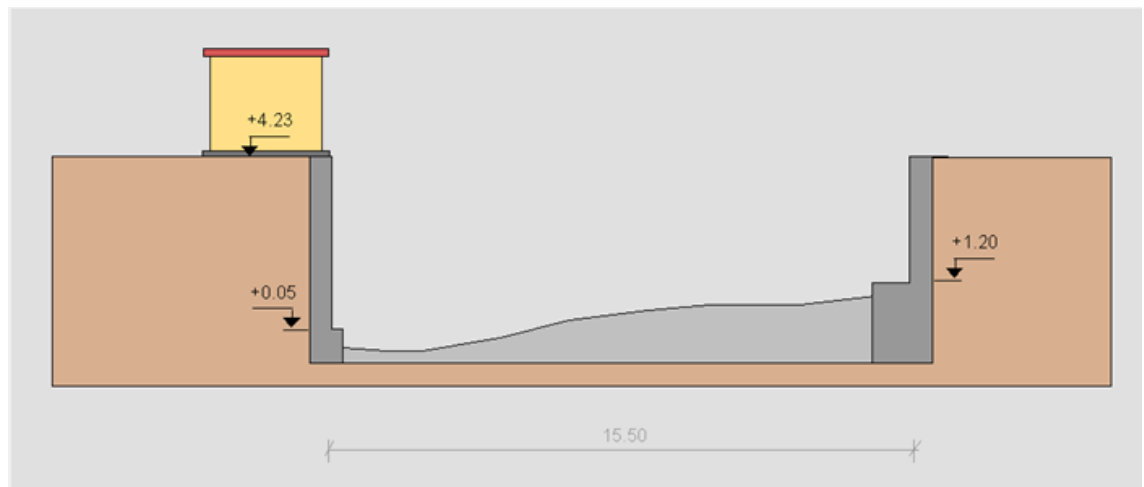


**ESTACIÓN DE AFOROS A031. RÍO BERGANTES EN ZORITA.**

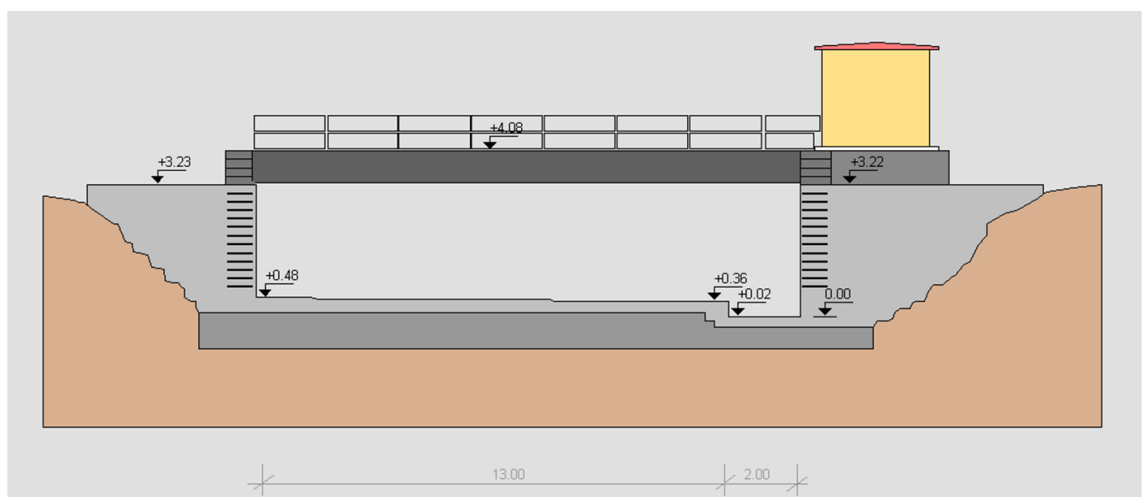
**ESTACIÓN DE AFOROS A063. RÍO ESCA EN SIGÜES.**



**ESTACIÓN DE AFOROS A268. RÍO ESCA EN ISABA.**



**ESTACIÓN DE AFOROS A255. RÍO SOTÓN EN ORTILLA.**



### ESTACIÓN DE AFOROS A255. RÍO SOTÓN EN ORTILLA.



## **ANEJO Núm. 2.- FOTOS.**





1. Cuenca río Esca. Carst de Larra situado en la zona de cabecera.02/04/2010.



2. Cuenca río Esca. Valle de Belagua. 02/04/2010.



3. *Cuenca río Esca. Puente románico en el barranco de Belagua. 02/04/2010.*



4. *Cuenca río Esca. Azud con rampa para almadías en Burgui. 02/04/2010.*



5. Cuenca río Huerva. Crecida del 8 de mayo de 2003 a la salida del parque de Muel.



6. Cuenca río Huerva. Crecida del 8 de mayo de 2003. Estación de aforo de Zaragoza.



*7. Río Bergantes. 24 de mayo de 2003.*



*8. Cuenca del río Sotón desde su cabecera en el castillo de Loarre. 14 de agosto de 2010.*



9. Aguilón tras la riada del 20 de septiembre de 1921 donde murieron 18 personas.



10. Aguilón. Riada de 1981.



*11. Barranco de Arás (Biescas). Tras la crecida de 1922.*



*12. Barranco de Arás (Biescas). Tras la crecida de 1996.*



## **ANEJO Núm. 3.- ANÁLISIS DE FRECUENCIA.**





**RÍO BERGANTES EN ZORITA.**

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* PROGRAMA DE ESTADISTICA HIDROLOGICA DE VALORES EXTREMOS (EHVE) \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

A.- DATOS DE LA SERIE HIDROLOGICA

| No | <----- Cronológica ----> <----- Ordenada -----> |         |          |         |       |       |         |          |
|----|---|---------|----------|---------|-------|-------|---------|----------|
|    | Año   | Directa | Logarít. | Año     | T     | F     | Directa | Logarít. |
| 1  | 1953-54   | 81,00   | 1,9085   | 1967-68 | 28,00 | 0,964 | 1560,00 | 3,1931   |
| 2  | 1954-55   | 125,00  | 2,0969   | 2000-01 | 14,00 | 0,929 | 1030,00 | 3,0128   |
| 3  | 1955-56   | 83,00   | 1,9191   | 1962-63 | 9,33  | 0,893 | 910,00  | 2,9590   |
| 4  | 1956-57   | 81,00   | 1,9085   | 1961-62 | 7,00  | 0,857 | 535,00  | 2,7284   |
| 5  | 1957-58   | 90,00   | 1,9542   | 1959-60 | 5,60  | 0,821 | 312,00  | 2,4942   |
| 6  | 1958-59   | 76,00   | 1,8808   | 2002-03 | 4,67  | 0,786 | 247,00  | 2,3927   |
| 7  | 1959-60   | 312,00  | 2,4942   | 2001-02 | 4,00  | 0,750 | 239,00  | 2,3784   |
| 8  | 1960-61   | 138,00  | 2,1399   | 1963-64 | 3,50  | 0,714 | 200,00  | 2,3010   |
| 9  | 1961-62   | 535,00  | 2,7284   | 1960-61 | 3,11  | 0,679 | 138,00  | 2,1399   |
| 10 | 1962-63   | 910,00  | 2,9590   | 1954-55 | 2,80  | 0,643 | 125,00  | 2,0969   |
| 11 | 1963-64   | 200,00  | 2,3010   | 2005-06 | 2,55  | 0,607 | 106,00  | 2,0253   |
| 12 | 1964-65   | 46,00   | 1,6628   | 1994-95 | 2,33  | 0,571 | 95,00   | 1,9777   |
| 13 | 1967-68   | 1560,00 | 3,1931   | 1957-58 | 2,15  | 0,536 | 90,00   | 1,9542   |
| 14 | 1991-92   | 26,00   | 1,4150   | 2003-04 | 2,00  | 0,500 | 88,00   | 1,9445   |
| 15 | 1992-93   | 53,00   | 1,7243   | 1955-56 | 1,87  | 0,464 | 83,00   | 1,9191   |
| 16 | 1993-94   | 21,00   | 1,3222   | 1956-57 | 1,75  | 0,429 | 81,00   | 1,9085   |
| 17 | 1994-95   | 95,00   | 1,9777   | 1953-54 | 1,65  | 0,393 | 81,00   | 1,9085   |
| 18 | 1995-96   | 12,00   | 1,0792   | 1958-59 | 1,56  | 0,357 | 76,00   | 1,8808   |
| 19 | 1996-97   | 43,00   | 1,6335   | 1998-99 | 1,47  | 0,321 | 63,00   | 1,7993   |
| 20 | 1998-99   | 63,00   | 1,7993   | 1992-93 | 1,40  | 0,286 | 53,00   | 1,7243   |
| 21 | 1999-00   | 35,00   | 1,5441   | 2004-05 | 1,33  | 0,250 | 48,00   | 1,6812   |
| 22 | 2000-01   | 1030,00 | 3,0128   | 1964-65 | 1,27  | 0,214 | 46,00   | 1,6628   |
| 23 | 2001-02   | 239,00  | 2,3784   | 1996-97 | 1,22  | 0,179 | 43,00   | 1,6335   |
| 24 | 2002-03   | 247,00  | 2,3927   | 1999-00 | 1,17  | 0,143 | 35,00   | 1,5441   |
| 25 | 2003-04   | 88,00   | 1,9445   | 1991-92 | 1,12  | 0,107 | 26,00   | 1,4150   |
| 26 | 2004-05   | 48,00   | 1,6812   | 1993-94 | 1,08  | 0,071 | 21,00   | 1,3222   |
| 27 | 2005-06   | 106,00  | 2,0253   | 1995-96 | 1,04  | 0,036 | 12,00   | 1,0792   |

B.- ESTADISTICOS DE LA SERIE:

|   | Normal     | Logarítmica |
|---|------------|-------------|
| Media                                   | : 234,9259 | 2,0399      |
| Desviación estándar (s)                 | : 366,1787 | 0,5146      |
| Coficiente de asimetría (oblicuidad) Cs | : 2,5944   | 0,5812      |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

C.- DEFINICION DE FUNCIONES DE DISTRIBUCION

1.- Función de distribución de valores extremos tipo I (EVI) (Gümbel)

parámetro  $\alpha$  :332,7687  
 parámetro u (moda de la distribución EVI): 57,4936

| T (años) | Xt        |
|----------|-----------|
| 5        | 556,6268  |
| 10       | 806,3455  |
| 25       | 1121,8658 |
| 50       | 1355,9368 |
| 100      | 1588,2794 |
| 500      | 2125,1878 |

-----

2.- Método de factor de frecuencia Kt para:

a.- Distribución normal. Distribución log-normal.

| T (años) | Kt     | Xt        | Kt     | Xt        |
|----------|--------|-----------|--------|-----------|
| 5        | 0,8415 | 543,0495  | 0,8415 | 297,0879  |
| 10       | 1,2817 | 704,2677  | 1,2817 | 500,5508  |
| 25       | 1,7511 | 876,1329  | 1,7511 | 872,9185  |
| 50       | 2,0542 | 987,1260  | 2,0542 | 1250,1284 |
| 100      | 2,3268 | 1086,9452 | 2,3268 | 1726,7617 |
| 500      | 2,8785 | 1288,9736 | 2,8785 | 3320,0676 |

b.- Valor extremo tipo I (Chow,1953)

| T (años) | Kt     | Xt        |
|----------|--------|-----------|
| 5        | 0,7195 | 498,3759  |
| 10       | 1,3046 | 712,6291  |
| 25       | 2,0438 | 983,3387  |
| 50       | 2,5923 | 1184,1665 |
| 100      | 3,1367 | 1383,5114 |
| 500      | 4,3947 | 1844,1671 |

c.- Distrib. Pearson tipo III. Distrib. Log-Pearson III.

| T (años) | Kt     | Xt        | Kt     | Xt        |
|----------|--------|-----------|--------|-----------|
| 5        | 0,4957 | 416,4576  | 0,7996 | 282,7088  |
| 10       | 1,2095 | 677,8193  | 1,3261 | 527,5487  |
| 25       | 2,2236 | 1049,1493 | 1,9335 | 1083,4855 |
| 50       | 3,0350 | 1346,2845 | 2,3519 | 1778,9322 |
| 100      | 3,8799 | 1655,6715 | 2,7463 | 2838,6778 |
| 500      | 5,9556 | 2415,7487 | 3,5985 | 7792,2488 |

d.- Distrib. del WRC para Log-Pearson III.

| T (años) | Cw     | Kt     | Xt        |
|----------|--------|--------|-----------|
| 5        | 0,2814 | 0,8245 | 291,1897  |
| 10       | 0,2814 | 1,3077 | 516,2083  |
| 25       | 0,2814 | 1,8440 | 974,5414  |
| 50       | 0,2814 | 2,2022 | 1489,7643 |
| 100      | 0,2814 | 2,5324 | 2203,0356 |
| 500      | 0,2814 | 3,2243 | 5001,4506 |

- Prueba de datos dudosos para la distribución del WRC

Yh = 3,3361 Yl = 0,7436

\*\* Todos los datos están dentro de los límites de confianza \*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

D.- ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

1.- Método del error cuadrático mínimo:

| No. | Año     | Obsev.<br>Xe | T     | <----- Estimado -----> |         |           |         |         |           |         |
|-----|---------|--------------|-------|------------------------|---------|-----------|---------|---------|-----------|---------|
|     |         |              |       | EVI                    | Normal  | LogNormal | Chow    | Pear.   | Log-Pear. | WRC     |
| 1   | 1967-68 | 1560,00      | 28,00 | 1160,31                | 895,20  | 928,47    | 1016,33 | 1096,84 | 1177,74   | 1047,42 |
| 2   | 2000-01 | 1030,00      | 14,00 | 923,44                 | 771,57  | 622,34    | 813,09  | 811,08  | 694,52    | 659,99  |
| 3   | 1962-63 | 910,00       | 9,33  | 782,09                 | 689,73  | 477,54    | 691,81  | 650,98  | 497,69    | 489,77  |
| 4   | 1961-62 | 535,00       | 7,00  | 679,71                 | 625,86  | 388,38    | 603,98  | 540,94  | 387,13    | 389,64  |
| 5   | 1959-60 | 312,00       | 5,60  | 598,58                 | 572,08  | 326,34    | 534,37  | 457,84  | 315,18    | 322,27  |
| 6   | 2002-03 | 247,00       | 4,67  | 530,79                 | 524,73  | 279,99    | 476,21  | 391,55  | 264,17    | 273,24  |
| 7   | 2001-02 | 239,00       | 4,00  | 472,09                 | 481,80  | 243,67    | 425,85  | 336,73  | 225,88    | 235,65  |
| 8   | 1963-64 | 200,00       | 3,50  | 419,96                 | 442,03  | 214,25    | 381,12  | 290,24  | 195,97    | 205,74  |
| 9   | 1960-61 | 138,00       | 3,11  | 372,74                 | 404,57  | 189,79    | 340,61  | 250,07  | 171,87    | 181,28  |
| 0   | 1954-55 | 125,00       | 2,80  | 329,31                 | 368,82  | 169,06    | 303,34  | 214,87  | 151,99    | 160,83  |
| 1   | 2005-06 | 106,00       | 2,55  | 288,82                 | 334,33  | 151,20    | 268,61  | 183,69  | 135,28    | 143,43  |
| 2   | 1994-95 | 95,00        | 2,33  | 250,67                 | 300,71  | 135,62    | 235,87  | 155,81  | 121,01    | 128,42  |
| 3   | 1957-58 | 90,00        | 2,15  | 214,35                 | 267,67  | 121,87    | 204,71  | 130,73  | 108,65    | 115,29  |
| 4   | 2003-04 | 88,00        | 2,00  | 179,46                 | 234,93  | 109,62    | 174,77  | 108,04  | 97,83     | 103,70  |
| 5   | 1955-56 | 83,00        | 1,87  | 145,66                 | 202,18  | 98,60     | 145,77  | 87,41   | 88,25     | 93,36   |
| 6   | 1956-57 | 81,00        | 1,75  | 112,63                 | 169,14  | 88,60     | 117,44  | 68,58   | 79,68     | 84,05   |
| 7   | 1953-54 | 81,00        | 1,65  | 80,10                  | 135,52  | 79,47     | 89,53   | 51,36   | 71,95     | 75,59   |
| 8   | 1958-59 | 76,00        | 1,56  | 47,78                  | 101,03  | 71,07     | 61,80   | 35,63   | 64,92     | 67,87   |
| 19  | 1998-99 | 63,00        | 1,47  | 15,36                  | 65,28   | 63,31     | 33,98   | 21,26   | 58,48     | 60,75   |
| 20  | 1992-93 | 53,00        | 1,40  | -17,50                 | 27,82   | 56,08     | 5,79    | 8,19    | 52,53     | 54,16   |
| 21  | 2004-05 | 48,00        | 1,33  | -51,20                 | -11,95  | 49,31     | -23,13  | -3,63   | 46,99     | 48,00   |
| 22  | 1964-65 | 46,00        | 1,27  | -86,29                 | -54,88  | 42,91     | -53,23  | -14,21  | 41,78     | 42,19   |
| 23  | 1996-97 | 43,00        | 1,22  | -123,51                | -102,22 | 36,82     | -85,17  | -23,50  | 36,83     | 36,66   |
| 24  | 1999-00 | 35,00        | 1,17  | -164,04                | -156,00 | 30,94     | -119,94 | -31,42  | 32,04     | 31,32   |
| 25  | 1991-92 | 26,00        | 1,12  | -209,92                | -219,87 | 25,16     | -159,31 | -37,73  | 27,31     | 26,05   |
| 26  | 1993-94 | 21,00        | 1,08  | -265,43                | -301,71 | 19,31     | -206,93 | -42,04  | 22,46     | 20,68   |
| 27  | 1995-96 | 12,00        | 1,04  | -343,04                | -425,35 | 12,94     | -273,52 | -43,65  | 17,02     | 14,73   |

| No. | Año     | T     | <----- Error cuadrático -----> |           |           |           |           |           |           |
|-----|---------|-------|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|     |         |       | EVI                            | Normal    | LogNormal | Chow      | Pear.     | Log-Pear. | WRC       |
| 1   | 1967-68 | 28,00 | 159748,57                      | 441959,35 | 398827,61 | 295580,59 | 214520,26 | 146119,43 | 262738,64 |
| 2   | 2000-01 | 14,00 | 11356,08                       | 66787,82  | 166190,24 | 47050,17  | 47925,74  | 112548,56 | 136906,32 |
| 3   | 1962-63 | 9,33  | 16362,19                       | 48520,46  | 187018,56 | 47604,99  | 67093,40  | 170003,65 | 176591,09 |
| 4   | 1961-62 | 7,00  | 20941,80                       | 8254,80   | 21498,03  | 4758,39   | 35,29     | 21866,43  | 21129,15  |
| 5   | 1959-60 | 5,60  | 82129,99                       | 67639,52  | 205,77    | 49450,06  | 21270,09  | 10,14     | 105,51    |
| 6   | 2002-03 | 4,67  | 80534,48                       | 77134,78  | 1088,33   | 52534,96  | 20894,70  | 294,79    | 688,45    |
| 7   | 2001-02 | 4,00  | 54330,93                       | 58951,66  | 21,85     | 34911,11  | 9551,37   | 172,02    | 11,23     |
| 8   | 1963-64 | 3,50  | 48381,75                       | 58577,02  | 202,99    | 32803,55  | 8143,49   | 16,26     | 32,99     |
| 9   | 1960-61 | 3,11  | 55104,54                       | 71059,59  | 2682,38   | 41050,04  | 12560,64  | 1147,21   | 1873,29   |
| 10  | 1954-55 | 2,80  | 41741,38                       | 59449,94  | 1941,32   | 31805,35  | 8077,47   | 728,69    | 1283,90   |
| 11  | 2005-06 | 2,55  | 33424,41                       | 52133,44  | 2043,42   | 26440,86  | 6035,21   | 857,51    | 1401,25   |
| 12  | 1994-95 | 2,33  | 24232,37                       | 42318,04  | 1650,03   | 19844,21  | 3698,13   | 676,51    | 1116,57   |
| 13  | 1957-58 | 2,15  | 15462,11                       | 31567,12  | 1015,59   | 13157,71  | 1658,88   | 347,97    | 639,68    |
| 14  | 2003-04 | 2,00  | 8364,51                        | 21587,22  | 467,24    | 7529,56   | 401,54    | 96,72     | 246,58    |
| 15  | 1955-56 | 1,87  | 3925,78                        | 14203,99  | 243,21    | 3940,31   | 19,42     | 27,59     | 107,36    |
| 16  | 1956-57 | 1,75  | 1000,74                        | 7768,37   | 57,72     | 1327,88   | 154,38    | 1,74      | 9,28      |
| 17  | 1953-54 | 1,65  | 0,80                           | 2972,91   | 2,35      | 72,76     | 878,37    | 81,94     | 29,24     |
| 18  | 1958-59 | 1,56  | 796,35                         | 626,41    | 24,28     | 201,73    | 1629,93   | 122,82    | 66,17     |
| 19  | 1998-99 | 1,47  | 2269,56                        | 5,21      | 0,10      | 842,11    | 1742,01   | 20,46     | 5,05      |
| 20  | 1992-93 | 1,40  | 4969,73                        | 633,78    | 9,50      | 2228,71   | 2007,76   | 0,22      | 1,34      |
| 21  | 2004-05 | 1,33  | 9840,64                        | 3593,74   | 1,72      | 5058,95   | 2665,48   | 1,02      | 0,00      |
| 22  | 1964-65 | 1,27  | 17499,64                       | 10176,70  | 9,52      | 9846,48   | 3624,75   | 17,81     | 14,52     |
| 23  | 1996-97 | 1,22  | 27725,49                       | 21090,05  | 38,21     | 16426,64  | 4422,70   | 38,13     | 40,20     |
| 24  | 1999-00 | 1,17  | 39617,09                       | 36482,55  | 16,50     | 24006,68  | 4411,13   | 8,76      | 13,55     |
| 25  | 1991-92 | 1,12  | 55659,67                       | 60454,29  | 0,70      | 34338,74  | 4061,67   | 1,73      | 0,00      |
| 26  | 1993-94 | 1,08  | 82043,50                       | 104144,81 | 2,87      | 51953,45  | 3973,57   | 2,13      | 0,10      |
| 27  | 1995-96 | 1,04  | 126052,08                      | 191273,20 | 0,89      | 81519,98  | 3097,33   | 25,24     | 7,43      |

Error cuadrático = 1011,69 1248,75 886,15 967,62 674,21 674,71 777,86  
 Mejor ajuste ---> Distribución PEARSON tipo III o GAMMA DE TRES PARAMETROS

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

2.- Test de la Xi2:

| Li      | Ls      | Mc      | n°val.<br>obser. | n° valores estimados |        |           |      |       |           |      |
|---------|---------|---------|------------------|----------------------|--------|-----------|------|-------|-----------|------|
|         |         |         |                  | EVI                  | Normal | LogNormal | Chow | Pear. | Log-Pear. | WRC  |
| 130,00  | 390,00  | 260,00  | 5,00             | 6,60                 | 7,49   | 8,12      | 7,49 | 6,76  | 7,13      | 7,62 |
| 390,00  | 650,00  | 520,00  | 1,00             | 4,13                 | 5,60   | 2,04      | 4,20 | 2,91  | 1,73      | 1,88 |
| 650,00  | 910,00  | 780,00  | 1,00             | 2,18                 | 2,59   | 0,80      | 1,93 | 1,39  | 0,73      | 0,77 |
| 910,00  | 1170,00 | 1040,00 | 1,00             | 1,07                 | 0,74   | 0,38      | 0,82 | 0,70  | 0,39      | 0,39 |
| 1170,00 | 1430,00 | 1300,00 | 0,00             | 0,50                 | 0,13   | 0,21      | 0,34 | 0,37  | 0,24      | 0,23 |
| 1430,00 | 1690,00 | 1560,00 | 1,00             | 0,23                 | 0,01   | 0,12      | 0,14 | 0,20  | 0,16      | 0,14 |

| Li      | Ls      | Mc      | n°val.<br>obser. | parámetro estadístico |        |           |      |       |           |      |
|---------|---------|---------|------------------|-----------------------|--------|-----------|------|-------|-----------|------|
|         |         |         |                  | EVI                   | Normal | LogNormal | Chow | Pear. | Log-Pear. | WRC  |
| 130,00  | 390,00  | 260,00  | 5,00             | 0,39                  | 0,83   | 1,20      | 0,83 | 0,46  | 0,63      | 0,90 |
| 390,00  | 650,00  | 520,00  | 1,00             | 2,37                  | 3,78   | 0,53      | 2,44 | 1,25  | 0,31      | 0,41 |
| 650,00  | 910,00  | 780,00  | 1,00             | 0,64                  | 0,97   | 0,05      | 0,45 | 0,11  | 0,10      | 0,07 |
| 910,00  | 1170,00 | 1040,00 | 1,00             | 0,00                  | 0,09   | 0,99      | 0,04 | 0,13  | 0,96      | 0,94 |
| 1170,00 | 1430,00 | 1300,00 | 0,00             | 0,50                  | 0,13   | 0,21      | 0,34 | 0,37  | 0,24      | 0,23 |
| 1430,00 | 1690,00 | 1560,00 | 1,00             | 2,51                  | 69,92  | 6,15      | 5,44 | 3,30  | 4,58      | 5,06 |

|           |           |   |      |       |      |      |      |      |      |
|-----------|-----------|---|------|-------|------|------|------|------|------|
| Niv.conf. | Xi2       | = | 6,42 | 75,73 | 9,13 | 9,53 | 5,61 | 6,82 | 7,60 |
| 0,950     | Xi2.t     | = | 7,81 | 7,81  | 7,81 | 7,81 | 5,99 | 5,99 | 5,99 |
|           | Parámetro | = | 0,82 | 9,70  | 1,17 | 1,22 | 0,94 | 1,14 | 1,27 |
|           | Test      | = | Si   | No    | No   | No   | Si   | No   | No   |

Mejor ajuste ---> Distribución de GÜMBEL tipo I (EVI)

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

3.- Test de Kolmogorov-Smirnov:

| No. | Año     | Xm      | F       | <----- F estimada -----> |        |           |       |       |           |       |
|-----|---------|---------|---------|--------------------------|--------|-----------|-------|-------|-----------|-------|
|     |         |         | observ. | EVI                      | Normal | LogNormal | Chow  | Pear. | Log-Pear. | WRC   |
| 1   | 1967-68 | 1560,00 | 0,964   | 0,989                    | 1,000  | 0,987     | 0,995 | 0,988 | 0,976     | 0,982 |
| 2   | 2000-01 | 1030,00 | 0,929   | 0,948                    | 0,985  | 0,971     | 0,966 | 0,958 | 0,957     | 0,963 |
| 3   | 1962-63 | 910,00  | 0,893   | 0,926                    | 0,967  | 0,963     | 0,949 | 0,944 | 0,950     | 0,956 |
| 4   | 1961-62 | 535,00  | 0,857   | 0,788                    | 0,794  | 0,910     | 0,822 | 0,855 | 0,902     | 0,905 |
| 5   | 1959-60 | 312,00  | 0,821   | 0,628                    | 0,583  | 0,811     | 0,651 | 0,732 | 0,819     | 0,815 |
| 6   | 2002-03 | 247,00  | 0,786   | 0,568                    | 0,513  | 0,754     | 0,584 | 0,675 | 0,771     | 0,762 |
| 7   | 2001-02 | 239,00  | 0,750   | 0,560                    | 0,504  | 0,745     | 0,575 | 0,668 | 0,763     | 0,753 |
| 8   | 1963-64 | 200,00  | 0,714   | 0,521                    | 0,462  | 0,694     | 0,530 | 0,626 | 0,719     | 0,706 |
| 9   | 1960-61 | 138,00  | 0,679   | 0,456                    | 0,395  | 0,577     | 0,454 | 0,546 | 0,613     | 0,595 |
| 10  | 1954-55 | 125,00  | 0,643   | 0,442                    | 0,381  | 0,544     | 0,438 | 0,527 | 0,582     | 0,563 |
| 11  | 2005-06 | 106,00  | 0,607   | 0,421                    | 0,362  | 0,488     | 0,414 | 0,496 | 0,527     | 0,507 |
| 12  | 1994-95 | 95,00   | 0,571   | 0,409                    | 0,350  | 0,452     | 0,399 | 0,478 | 0,490     | 0,470 |
| 13  | 1957-58 | 90,00   | 0,536   | 0,404                    | 0,345  | 0,433     | 0,393 | 0,469 | 0,471     | 0,452 |
| 14  | 2003-04 | 88,00   | 0,500   | 0,402                    | 0,343  | 0,426     | 0,391 | 0,465 | 0,463     | 0,444 |
| 15  | 1955-56 | 83,00   | 0,464   | 0,396                    | 0,339  | 0,407     | 0,384 | 0,456 | 0,443     | 0,424 |
| 16  | 1956-57 | 81,00   | 0,429   | 0,394                    | 0,336  | 0,399     | 0,381 | 0,452 | 0,434     | 0,416 |
| 17  | 1953-54 | 81,00   | 0,393   | 0,394                    | 0,336  | 0,399     | 0,381 | 0,452 | 0,434     | 0,416 |
| 18  | 1958-59 | 76,00   | 0,357   | 0,388                    | 0,331  | 0,378     | 0,375 | 0,443 | 0,412     | 0,394 |
| 19  | 1998-99 | 63,00   | 0,321   | 0,374                    | 0,319  | 0,319     | 0,358 | 0,417 | 0,346     | 0,333 |
| 20  | 1992-93 | 53,00   | 0,286   | 0,363                    | 0,310  | 0,269     | 0,345 | 0,396 | 0,288     | 0,278 |
| 21  | 2004-05 | 48,00   | 0,250   | 0,357                    | 0,304  | 0,242     | 0,339 | 0,385 | 0,256     | 0,249 |
| 22  | 1964-65 | 46,00   | 0,214   | 0,355                    | 0,302  | 0,231     | 0,336 | 0,381 | 0,243     | 0,237 |
| 23  | 1996-97 | 43,00   | 0,179   | 0,352                    | 0,299  | 0,214     | 0,333 | 0,374 | 0,222     | 0,218 |
| 24  | 1999-00 | 35,00   | 0,143   | 0,343                    | 0,292  | 0,167     | 0,322 | 0,355 | 0,164     | 0,167 |
| 25  | 1991-92 | 26,00   | 0,107   | 0,333                    | 0,283  | 0,111     | 0,310 | 0,333 | 0,096     | 0,106 |
| 26  | 1993-94 | 21,00   | 0,071   | 0,328                    | 0,279  | 0,082     | 0,304 | 0,320 | 0,060     | 0,073 |
| 27  | 1995-96 | 12,00   | 0,036   | 0,318                    | 0,271  | 0,029     | 0,293 | 0,296 | 0,010     | 0,021 |

| No. | Año     | <----- Fo - Fe -----> |        |           |       |       |           |       |
|-----|---------|-----------------------|--------|-----------|-------|-------|-----------|-------|
|     |         | EVI                   | Normal | LogNormal | Chow  | Pear. | Log-Pear. | WRC   |
| 1   | 1967-68 | 0,025                 | 0,036  | 0,023     | 0,030 | 0,023 | 0,012     | 0,017 |
| 2   | 2000-01 | 0,019                 | 0,056  | 0,042     | 0,037 | 0,030 | 0,029     | 0,035 |
| 3   | 1962-63 | 0,033                 | 0,074  | 0,070     | 0,056 | 0,051 | 0,057     | 0,063 |
| 4   | 1961-62 | 0,069                 | 0,063  | 0,052     | 0,035 | 0,002 | 0,045     | 0,047 |
| 5   | 1959-60 | 0,194                 | 0,238  | 0,010     | 0,170 | 0,090 | 0,002     | 0,007 |
| 6   | 2002-03 | 0,218                 | 0,273  | 0,032     | 0,202 | 0,110 | 0,015     | 0,024 |
| 7   | 2001-02 | 0,190                 | 0,246  | 0,005     | 0,175 | 0,082 | 0,013     | 0,003 |
| 8   | 1963-64 | 0,193                 | 0,253  | 0,020     | 0,184 | 0,088 | 0,005     | 0,008 |
| 9   | 1960-61 | 0,223                 | 0,284  | 0,102     | 0,224 | 0,132 | 0,065     | 0,084 |
| 10  | 1954-55 | 0,201                 | 0,262  | 0,099     | 0,205 | 0,116 | 0,061     | 0,080 |
| 11  | 2005-06 | 0,186                 | 0,245  | 0,119     | 0,194 | 0,111 | 0,080     | 0,100 |
| 12  | 1994-95 | 0,162                 | 0,221  | 0,120     | 0,172 | 0,094 | 0,082     | 0,102 |
| 13  | 1957-58 | 0,132                 | 0,190  | 0,102     | 0,143 | 0,067 | 0,065     | 0,084 |
| 14  | 2003-04 | 0,098                 | 0,157  | 0,074     | 0,109 | 0,035 | 0,037     | 0,056 |
| 15  | 1955-56 | 0,068                 | 0,126  | 0,057     | 0,080 | 0,008 | 0,021     | 0,040 |
| 16  | 1956-57 | 0,035                 | 0,092  | 0,030     | 0,047 | 0,024 | 0,005     | 0,013 |
| 17  | 1953-54 | 0,001                 | 0,056  | 0,006     | 0,012 | 0,059 | 0,041     | 0,023 |
| 18  | 1958-59 | 0,031                 | 0,026  | 0,021     | 0,018 | 0,085 | 0,054     | 0,037 |
| 19  | 1998-99 | 0,053                 | 0,003  | 0,002     | 0,037 | 0,095 | 0,025     | 0,011 |
| 20  | 1992-93 | 0,077                 | 0,024  | 0,017     | 0,060 | 0,110 | 0,002     | 0,007 |
| 21  | 2004-05 | 0,107                 | 0,054  | 0,008     | 0,089 | 0,135 | 0,006     | 0,001 |
| 22  | 1964-65 | 0,141                 | 0,088  | 0,016     | 0,122 | 0,166 | 0,028     | 0,023 |
| 23  | 1996-97 | 0,173                 | 0,121  | 0,036     | 0,154 | 0,195 | 0,043     | 0,040 |
| 24  | 1999-00 | 0,200                 | 0,149  | 0,024     | 0,179 | 0,212 | 0,021     | 0,024 |
| 25  | 1991-92 | 0,226                 | 0,176  | 0,004     | 0,203 | 0,226 | 0,011     | 0,001 |
| 26  | 1993-94 | 0,256                 | 0,208  | 0,010     | 0,233 | 0,249 | 0,012     | 0,001 |
| 27  | 1995-96 | 0,282                 | 0,235  | 0,006     | 0,257 | 0,260 | 0,026     | 0,015 |

No = 27      9      12      27      27      12      12  
 max | Fo - Fe | = 0,282    0,284    0,120    0,257    0,260    0,082    0,102

Mejor ajuste ---> Distribución LOG-PEARSON tipo III

\*\*\*\*\*  
\*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
\*\*\*\*\*

4.- RESUMEN DE LOS TEST DE ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD ( \* ---> mejor test )

| Test                | EVI     | Normal  | LogNormal | Chow   | Pear.   | Log-Pear. | WRC    |
|---------------------|---------|---------|-----------|--------|---------|-----------|--------|
| Error cuadrát. mín. | 1011,69 | 1248,75 | 886,15    | 967,62 | 674,21* | 674,71    | 777,86 |
| De la Xi2 (0,950)   | 0,82*   | no      | no        | no     | 0,94    | no        | no     |
| Kolmogorov-Smirnov  | 0,28    | 0,28    | 0,12      | 0,26   | 0,26    | 0,08*     | 0,10   |



\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

E.- LÍMITES DE CONFIANZA

1.- Distribución de GÜMBEL tipo I (EVI)

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |          |          |
|---------|----------|-------|-------|-----------|----------|----------|
| 0,850   | Kl       | Kt    | 0,925 | Xl        | Xt       | Xu       |
| T       |          |       | Ku    |           |          |          |
| 5       | 0,578    | 0,879 | 1,252 | 446,733   | 556,627  | 693,219  |
| 10      | 1,195    | 1,560 | 2,056 | 672,489   | 806,346  | 987,625  |
| 25      | 1,945    | 2,422 | 3,100 | 947,213   | 1121,866 | 1370,128 |
| 50      | 2,492    | 3,061 | 3,885 | 1147,451  | 1355,937 | 1657,458 |
| 100     | 3,031    | 3,696 | 4,668 | 1344,650  | 1588,279 | 1944,227 |
| 500     | 4,267    | 5,162 | 6,486 | 1797,254  | 2125,188 | 2609,999 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |          |          |
|---------|----------|-------|-------|-----------|----------|----------|
| 0,900   | Kl       | Kt    | 0,950 | Xl        | Xt       | Xu       |
| T       |          |       | Ku    |           |          |          |
| 5       | 0,539    | 0,879 | 1,314 | 432,402   | 556,627  | 716,084  |
| 10      | 1,150    | 1,560 | 2,142 | 655,975   | 806,346  | 1019,298 |
| 25      | 1,888    | 2,422 | 3,221 | 926,349   | 1121,866 | 1414,521 |
| 50      | 2,425    | 3,061 | 4,033 | 1122,833  | 1355,937 | 1711,814 |
| 100     | 2,953    | 3,696 | 4,844 | 1316,080  | 1588,279 | 2008,699 |
| 500     | 4,162    | 5,162 | 6,727 | 1759,105  | 2125,188 | 2698,293 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |          |          |
|---------|----------|-------|-------|-----------|----------|----------|
| 0,950   | Kl       | Kt    | 0,975 | Xl        | Xt       | Xu       |
| T       |          |       | Ku    |           |          |          |
| 5       | 0,480    | 0,879 | 1,417 | 410,735   | 556,627  | 753,642  |
| 10      | 1,083    | 1,560 | 2,286 | 631,463   | 806,346  | 1072,036 |
| 25      | 1,805    | 2,422 | 3,425 | 895,704   | 1121,866 | 1488,979 |
| 50      | 2,326    | 3,061 | 4,283 | 1086,811  | 1355,937 | 1803,211 |
| 100     | 2,839    | 3,696 | 5,140 | 1274,368  | 1588,279 | 2117,263 |
| 500     | 4,011    | 5,162 | 7,134 | 1703,553  | 2125,188 | 2847,219 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10       | 25       | 50       | 100      | 500      |
|----|---------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Xu | 716,084 | 1019,298 | 1414,521 | 1711,814 | 2008,699 | 2698,293 |
| Xt | 556,627 | 806,346  | 1121,866 | 1355,937 | 1588,279 | 2125,188 |
| Xl | 432,402 | 655,975  | 926,349  | 1122,833 | 1316,080 | 1759,105 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

2.- Distribución NORMAL con factor de frecuencia

| $\beta$<br>0,850 |       | $\alpha$<br>0,075 |       | Pa<br>0,925 | $Z\alpha$<br>1,439 |          |
|------------------|-------|-------------------|-------|-------------|--------------------|----------|
| T                | Kl    | Kt                | Ku    | Xl          | Xt                 | Xu       |
| 5                | 0,544 | 0,841             | 1,209 | 434,101     | 543,049            | 677,570  |
| 10               | 0,946 | 1,282             | 1,723 | 581,490     | 704,268            | 865,998  |
| 25               | 1,363 | 1,751             | 2,285 | 733,965     | 876,133            | 1071,516 |
| 50               | 1,627 | 2,054             | 2,652 | 830,805     | 987,126            | 1205,874 |
| 100              | 1,863 | 2,327             | 2,984 | 917,143     | 1086,945           | 1327,459 |
| 500              | 2,336 | 2,879             | 3,660 | 1090,365    | 1288,974           | 1575,060 |

| $\beta$<br>0,900 |       | $\alpha$<br>0,050 |       | Pa<br>0,950 | $Z\alpha$<br>1,643 |          |
|------------------|-------|-------------------|-------|-------------|--------------------|----------|
| T                | Kl    | Kt                | Ku    | Xl          | Xt                 | Xu       |
| 5                | 0,505 | 0,841             | 1,270 | 419,833     | 543,049            | 700,011  |
| 10               | 0,904 | 1,282             | 1,800 | 566,065     | 704,268            | 893,873  |
| 25               | 1,315 | 1,751             | 2,379 | 716,595     | 876,133            | 1105,896 |
| 50               | 1,576 | 2,054             | 2,758 | 811,934     | 987,126            | 1244,700 |
| 100              | 1,808 | 2,327             | 3,101 | 896,810     | 1086,945           | 1370,394 |
| 500              | 2,272 | 2,879             | 3,800 | 1066,850    | 1288,974           | 1626,537 |

| $\beta$<br>0,950 |       | $\alpha$<br>0,025 |       | Pa<br>0,975 | $Z\alpha$<br>1,956 |          |
|------------------|-------|-------------------|-------|-------------|--------------------|----------|
| T                | Kl    | Kt                | Ku    | Xl          | Xt                 | Xu       |
| 5                | 0,446 | 0,841             | 1,371 | 398,232     | 543,049            | 736,834  |
| 10               | 0,841 | 1,282             | 1,926 | 543,032     | 704,268            | 940,090  |
| 25               | 1,245 | 1,751             | 2,535 | 690,895     | 876,133            | 1163,270 |
| 50               | 1,500 | 2,054             | 2,935 | 784,121     | 987,126            | 1309,669 |
| 100              | 1,726 | 2,327             | 3,297 | 866,922     | 1086,945           | 1442,370 |
| 500              | 2,178 | 2,879             | 4,037 | 1032,412    | 1288,974           | 1713,042 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25       | 50       | 100      | 500      |
|----|---------|---------|----------|----------|----------|----------|
| Xu | 700,011 | 893,873 | 1105,896 | 1244,700 | 1370,394 | 1626,537 |
| Xt | 543,049 | 704,268 | 876,133  | 987,126  | 1086,945 | 1288,974 |
| Xl | 419,833 | 566,065 | 716,595  | 811,934  | 896,810  | 1066,850 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

3.- Distribución LOG-NORMAL con factor de frecuencia

| $\beta$ |       | $\alpha$ |  | Pa    | Z $\alpha$ |          |          |
|---------|-------|----------|--|-------|------------|----------|----------|
| 0,850   |       | 0,075    |  | 0,925 | 1,439      |          |          |
| T       | Kl    | Kt       |  | Ku    | Xl         | Xt       | Xu       |
| 5       | 0,544 | 0,841    |  | 1,209 | 208,823    | 297,088  | 459,123  |
| 10      | 0,946 | 1,282    |  | 1,723 | 336,438    | 500,551  | 844,755  |
| 25      | 1,363 | 1,751    |  | 2,285 | 551,040    | 872,919  | 1642,665 |
| 50      | 1,627 | 2,054    |  | 2,652 | 753,831    | 1250,128 | 2537,262 |
| 100     | 1,863 | 2,327    |  | 2,984 | 996,795    | 1726,762 | 3760,371 |
| 500     | 2,336 | 2,879    |  | 3,660 | 1745,979   | 3320,068 | 8378,950 |

| $\beta$ |       | $\alpha$ |  | Pa    | Z $\alpha$ |          |          |
|---------|-------|----------|--|-------|------------|----------|----------|
| 0,900   |       | 0,050    |  | 0,950 | 1,643      |          |          |
| T       | Kl    | Kt       |  | Ku    | Xl         | Xt       | Xu       |
| 5       | 0,505 | 0,841    |  | 1,270 | 199,401    | 297,088  | 493,704  |
| 10      | 0,904 | 1,282    |  | 1,800 | 320,058    | 500,551  | 924,494  |
| 25      | 1,315 | 1,751    |  | 2,379 | 520,922    | 872,919  | 1835,962 |
| 50      | 1,576 | 2,054    |  | 2,758 | 709,175    | 1250,128 | 2876,920 |
| 100     | 1,808 | 2,327    |  | 3,101 | 933,321    | 1726,762 | 4320,847 |
| 500     | 2,272 | 2,879    |  | 3,800 | 1618,051   | 3320,068 | 9897,630 |

| $\beta$ |       | $\alpha$ |  | Pa    | Z $\alpha$ |          |           |
|---------|-------|----------|--|-------|------------|----------|-----------|
| 0,950   |       | 0,025    |  | 0,975 | 1,956      |          |           |
| T       | Kl    | Kt       |  | Ku    | Xl         | Xt       | Xu        |
| 5       | 0,446 | 0,841    |  | 1,371 | 185,939    | 297,088  | 556,178   |
| 10      | 0,841 | 1,282    |  | 1,926 | 297,071    | 500,551  | 1073,629  |
| 25      | 1,245 | 1,751    |  | 2,535 | 479,352    | 872,919  | 2210,517  |
| 50      | 1,500 | 2,054    |  | 2,935 | 648,138    | 1250,128 | 3550,021  |
| 100     | 1,726 | 2,327    |  | 3,297 | 847,284    | 1726,762 | 5454,033  |
| 500     | 2,178 | 2,879    |  | 4,037 | 1447,424   | 3320,068 | 13094,811 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25       | 50       | 100      | 500      |
|----|---------|---------|----------|----------|----------|----------|
| Xu | 493,704 | 924,494 | 1835,962 | 2876,920 | 4320,847 | 9897,630 |
| Xt | 297,088 | 500,551 | 872,919  | 1250,128 | 1726,762 | 3320,068 |
| Xl | 199,401 | 320,058 | 520,922  | 709,175  | 933,321  | 1618,051 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

4.- Distribución EVI con factor de frecuencia de CHOW

| $\beta$<br>0,850 |       | $\alpha$<br>0,075 |       | Pa<br>0,925 | $Z\alpha$<br>1,439 |          |
|------------------|-------|-------------------|-------|-------------|--------------------|----------|
| T                | Kl    | Kt                | Ku    | Xl          | Xt                 | Xu       |
| 5                | 0,429 | 0,719             | 1,069 | 392,194     | 498,376            | 626,422  |
| 10               | 0,967 | 1,305             | 1,750 | 589,000     | 712,629            | 875,904  |
| 25               | 1,618 | 2,044             | 2,639 | 827,517     | 983,339            | 1201,273 |
| 50               | 2,091 | 2,592             | 3,308 | 1000,715    | 1184,167           | 1446,397 |
| 100              | 2,556 | 3,137             | 3,978 | 1170,920    | 1383,511           | 1691,426 |
| 500              | 3,621 | 4,395             | 5,533 | 1560,750    | 1844,167           | 2261,139 |

| $\beta$<br>0,900 |       | $\alpha$<br>0,050 |       | Pa<br>0,950 | $Z\alpha$<br>1,643 |          |
|------------------|-------|-------------------|-------|-------------|--------------------|----------|
| T                | Kl    | Kt                | Ku    | Xl          | Xt                 | Xu       |
| 5                | 0,391 | 0,719             | 1,127 | 378,080     | 498,376            | 647,525  |
| 10               | 0,925 | 1,305             | 1,827 | 573,495     | 712,629            | 904,082  |
| 25               | 1,567 | 2,044             | 2,745 | 808,699     | 983,339            | 1239,945 |
| 50               | 2,032 | 2,592             | 3,437 | 978,882     | 1184,167           | 1493,412 |
| 100              | 2,488 | 3,137             | 4,129 | 1145,843    | 1383,511           | 1746,974 |
| 500              | 3,530 | 4,395             | 5,740 | 1527,670    | 1844,167           | 2336,909 |

| $\beta$<br>0,950 |       | $\alpha$<br>0,025 |       | Pa<br>0,975 | $Z\alpha$<br>1,956 |          |
|------------------|-------|-------------------|-------|-------------|--------------------|----------|
| T                | Kl    | Kt                | Ku    | Xl          | Xt                 | Xu       |
| 5                | 0,332 | 0,719             | 1,221 | 356,605     | 498,376            | 682,014  |
| 10               | 0,861 | 1,305             | 1,955 | 550,355     | 712,629            | 950,819  |
| 25               | 1,491 | 2,044             | 2,921 | 780,962     | 983,339            | 1304,652 |
| 50               | 1,944 | 2,592             | 3,652 | 946,853     | 1184,167           | 1572,331 |
| 100              | 2,387 | 3,137             | 4,384 | 1109,161    | 1383,511           | 1840,393 |
| 500              | 3,399 | 4,395             | 6,089 | 1479,449    | 1844,167           | 2464,622 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25       | 50       | 100      | 500      |
|----|---------|---------|----------|----------|----------|----------|
| Xu | 647,525 | 904,082 | 1239,945 | 1493,412 | 1746,974 | 2336,909 |
| Xt | 498,376 | 712,629 | 983,339  | 1184,167 | 1383,511 | 1844,167 |
| Xl | 378,080 | 573,495 | 808,699  | 978,882  | 1145,843 | 1527,670 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

5.- Distribución PEARSON tipo III o GAMMA DE TRES PARAMETROS

| $\beta$ |       | $\alpha$ |  | Pa    | Z $\alpha$ |          |          |
|---------|-------|----------|--|-------|------------|----------|----------|
| 0,850   |       | 0,075    |  | 0,925 | 1,439      |          |          |
| T       | Kl    | Kt       |  | Ku    | Xl         | Xt       | Xu       |
| 5       | 0,215 | 0,496    |  | 0,817 | 313,808    | 416,458  | 534,173  |
| 10      | 0,881 | 1,210    |  | 1,638 | 557,657    | 677,819  | 834,738  |
| 25      | 1,774 | 2,224    |  | 2,858 | 884,523    | 1049,149 | 1281,350 |
| 50      | 2,470 | 3,035    |  | 3,852 | 1139,231   | 1346,285 | 1645,573 |
| 100     | 3,186 | 3,880    |  | 4,896 | 1401,653   | 1655,672 | 2027,601 |
| 500     | 4,933 | 5,956    |  | 7,473 | 2041,206   | 2415,749 | 2971,284 |

| $\beta$ |       | $\alpha$ |  | Pa    | Z $\alpha$ |          |          |
|---------|-------|----------|--|-------|------------|----------|----------|
| 0,900   |       | 0,050    |  | 0,950 | 1,643      |          |          |
| T       | Kl    | Kt       |  | Ku    | Xl         | Xt       | Xu       |
| 5       | 0,177 | 0,496    |  | 0,869 | 299,731    | 416,458  | 553,066  |
| 10      | 0,840 | 1,210    |  | 1,712 | 542,476    | 677,819  | 861,669  |
| 25      | 1,720 | 2,224    |  | 2,971 | 864,754    | 1049,149 | 1322,719 |
| 50      | 2,403 | 3,035    |  | 4,000 | 1114,773   | 1346,285 | 1699,513 |
| 100     | 3,105 | 3,880    |  | 5,080 | 1371,908   | 1655,672 | 2095,036 |
| 500     | 4,814 | 5,956    |  | 7,749 | 1997,731   | 2415,749 | 3072,611 |

| $\beta$ |       | $\alpha$ |  | Pa    | Z $\alpha$ |          |          |
|---------|-------|----------|--|-------|------------|----------|----------|
| 0,950   |       | 0,025    |  | 0,975 | 1,956      |          |          |
| T       | Kl    | Kt       |  | Ku    | Xl         | Xt       | Xu       |
| 5       | 0,118 | 0,496    |  | 0,952 | 278,088    | 416,458  | 583,676  |
| 10      | 0,778 | 1,210    |  | 1,833 | 519,764    | 677,819  | 906,258  |
| 25      | 1,641 | 2,224    |  | 3,160 | 835,668    | 1049,149 | 1392,025 |
| 50      | 2,305 | 3,035    |  | 4,247 | 1078,981   | 1346,285 | 1790,203 |
| 100     | 2,986 | 3,880    |  | 5,390 | 1328,502   | 1655,672 | 2208,623 |
| 500     | 4,641 | 5,956    |  | 8,216 | 1934,471   | 2415,749 | 3243,598 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25       | 50       | 100      | 500      |
|----|---------|---------|----------|----------|----------|----------|
| Xu | 553,066 | 861,669 | 1322,719 | 1699,513 | 2095,036 | 3072,611 |
| Xt | 416,458 | 677,819 | 1049,149 | 1346,285 | 1655,672 | 2415,749 |
| Xl | 299,731 | 542,476 | 864,754  | 1114,773 | 1371,908 | 1997,731 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

6.- Distribución LOG-PEARSON tipo III

| $\beta$<br>0,850 |       | $\alpha$<br>0,075 |       | Pa<br>0,925 | $Z\alpha$<br>1,439 |           |
|------------------|-------|-------------------|-------|-------------|--------------------|-----------|
| T                | Kl    | Kt                | Ku    | Xl          | Xt                 | Xu        |
| 5                | 0,505 | 0,800             | 1,161 | 199,366     | 282,709            | 433,686   |
| 10               | 0,986 | 1,326             | 1,776 | 352,683     | 527,549            | 899,030   |
| 25               | 1,522 | 1,933             | 2,505 | 665,632     | 1083,485           | 2132,974  |
| 50               | 1,885 | 2,352             | 3,014 | 1022,695    | 1778,932           | 3899,576  |
| 100              | 2,223 | 2,746             | 3,497 | 1527,275    | 2838,678           | 6911,999  |
| 500              | 2,948 | 3,599             | 4,548 | 3605,509    | 7792,249           | 23990,746 |

| $\beta$<br>0,900 |       | $\alpha$<br>0,050 |       | Pa<br>0,950 | $Z\alpha$<br>1,643 |           |
|------------------|-------|-------------------|-------|-------------|--------------------|-----------|
| T                | Kl    | Kt                | Ku    | Xl          | Xt                 | Xu        |
| 5                | 0,466 | 0,800             | 1,221 | 190,410     | 282,709            | 465,644   |
| 10               | 0,944 | 1,326             | 1,854 | 335,340     | 527,549            | 985,769   |
| 25               | 1,472 | 1,933             | 2,606 | 627,450     | 1083,485           | 2404,553  |
| 50               | 1,829 | 2,352             | 3,133 | 957,141     | 1778,932           | 4486,358  |
| 100              | 2,161 | 2,746             | 3,632 | 1418,968    | 2838,678           | 8110,330  |
| 500              | 2,872 | 3,599             | 4,719 | 3293,690    | 7792,249           | 29407,053 |

| $\beta$<br>0,950 |       | $\alpha$<br>0,025 |       | Pa<br>0,975 | $Z\alpha$<br>1,956 |           |
|------------------|-------|-------------------|-------|-------------|--------------------|-----------|
| T                | Kl    | Kt                | Ku    | Xl          | Xt                 | Xu        |
| 5                | 0,407 | 0,800             | 1,319 | 177,588     | 282,709            | 523,183   |
| 10               | 0,880 | 1,326             | 1,983 | 311,043     | 527,549            | 1148,546  |
| 25               | 1,399 | 1,933             | 2,775 | 575,063     | 1083,485           | 2937,963  |
| 50               | 1,747 | 2,352             | 3,331 | 868,351     | 1778,932           | 5674,918  |
| 100              | 2,070 | 2,746             | 3,859 | 1273,960    | 2838,678           | 10608,794 |
| 500              | 2,760 | 3,599             | 5,009 | 2886,122    | 7792,249           | 41427,964 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25       | 50       | 100      | 500       |
|----|---------|---------|----------|----------|----------|-----------|
| Xu | 465,644 | 985,769 | 2404,553 | 4486,358 | 8110,330 | 29407,053 |
| Xt | 282,709 | 527,549 | 1083,485 | 1778,932 | 2838,678 | 7792,249  |
| Xl | 190,410 | 335,340 | 627,450  | 957,141  | 1418,968 | 3293,690  |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

7.- Distribución LOG-PEARSON con coeficiente de asimetría del WRC

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |          |           |  |
|---------|----------|-------|-------|------------|----------|-----------|--|
| 0,850   | 0,075    |       | 0,925 | 1,439      |          |           |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt       | Xu        |  |
| 5       | 0,528    | 0,825 | 1,189 | 204,953    | 291,190  | 448,655   |  |
| 10      | 0,970    | 1,308 | 1,754 | 345,876    | 516,208  | 876,153   |  |
| 25      | 1,444    | 1,844 | 2,397 | 606,828    | 974,541  | 1876,243  |  |
| 50      | 1,756    | 2,202 | 2,832 | 877,519    | 1489,764 | 3140,721  |  |
| 100     | 2,040    | 2,532 | 3,235 | 1229,128   | 2203,036 | 5065,210  |  |
| 500     | 2,631    | 3,224 | 4,086 | 2475,081   | 5001,451 | 13877,321 |  |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |          |           |  |
|---------|----------|-------|-------|------------|----------|-----------|--|
| 0,900   | 0,050    |       | 0,950 | 1,643      |          |           |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt       | Xu        |  |
| 5       | 0,489    | 0,825 | 1,250 | 195,722    | 291,190  | 482,151   |  |
| 10      | 0,927    | 1,308 | 1,831 | 328,938    | 516,208  | 959,926   |  |
| 25      | 1,396    | 1,844 | 2,494 | 572,837    | 974,541  | 2106,184  |  |
| 50      | 1,702    | 2,202 | 2,944 | 823,448    | 1489,764 | 3586,841  |  |
| 100     | 1,981    | 2,532 | 3,361 | 1146,563   | 2203,036 | 5879,853  |  |
| 500     | 2,561    | 3,224 | 4,241 | 2278,193   | 5001,451 | 16684,765 |  |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |          |           |  |
|---------|----------|-------|-------|------------|----------|-----------|--|
| 0,950   | 0,025    |       | 0,975 | 1,956      |          |           |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt       | Xu        |  |
| 5       | 0,430    | 0,825 | 1,350 | 182,523    | 291,190  | 542,579   |  |
| 10      | 0,864    | 1,308 | 1,959 | 305,192    | 516,208  | 1116,916  |  |
| 25      | 1,324    | 1,844 | 2,657 | 526,065    | 974,541  | 2554,833  |  |
| 50      | 1,623    | 2,202 | 3,131 | 749,880    | 1489,764 | 4480,601  |  |
| 100     | 1,895    | 2,532 | 3,572 | 1035,329   | 2203,036 | 7551,935  |  |
| 500     | 2,458    | 3,224 | 4,503 | 2018,146   | 5001,451 | 22746,770 |  |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25       | 50       | 100      | 500       |
|----|---------|---------|----------|----------|----------|-----------|
| Xu | 482,151 | 959,926 | 2106,184 | 3586,841 | 5879,853 | 16684,765 |
| Xt | 291,190 | 516,208 | 974,541  | 1489,764 | 2203,036 | 5001,451  |
| Xl | 195,722 | 328,938 | 572,837  | 823,448  | 1146,563 | 2278,193  |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Bergantes \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

F.- RESÚMEN

| FUNCIÓN           | T_ | 5       | 10      | 25       | 50       | 100      | 500      |
|-------------------|----|---------|---------|----------|----------|----------|----------|
| 1 GÚMBEL          |    | 556,627 | 806,346 | 1121,866 | 1355,937 | 1588,279 | 2125,188 |
| 2 NORMAL          |    | 543,049 | 704,268 | 876,133  | 987,126  | 1086,945 | 1288,974 |
| 3 LOG-NORMAL      |    | 297,088 | 500,551 | 872,919  | 1250,128 | 1726,762 | 3320,068 |
| 4 CHOW            |    | 498,376 | 712,629 | 983,339  | 1184,167 | 1383,511 | 1844,167 |
| 5 PEARSON III     |    | 416,458 | 677,819 | 1049,149 | 1346,285 | 1655,672 | 2415,749 |
| 6 LOG-PEARSON III |    | 282,709 | 527,549 | 1083,485 | 1778,932 | 2838,678 | 7792,249 |
| 7 LOG-PEARSON WRC |    | 291,190 | 516,208 | 974,541  | 1489,764 | 2203,036 | 5001,451 |

RÍO ESCA EN SIGÜES.



\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

A.- DATOS DE LA SERIE HIDROLOGICA

| No | Cronológica |         |          |         | Ordenada |       |         |          |
|----|-------------|---------|----------|---------|----------|-------|---------|----------|
|    | Año         | Directa | Logarít. | Año     | T        | F     | Directa | Logarít. |
| 1  | 1930-31     | 219,00  | 2,3404   | 1937-38 | 59,00    | 0,983 | 550,00  | 2,7404   |
| 2  | 1937-38     | 550,00  | 2,7404   | 1962-63 | 29,50    | 0,966 | 537,60  | 2,7305   |
| 3  | 1950-51     | 270,00  | 2,4314   | 1955-56 | 19,67    | 0,949 | 420,00  | 2,6232   |
| 4  | 1951-52     | 310,00  | 2,4914   | 1984-85 | 14,75    | 0,932 | 400,90  | 2,6030   |
| 5  | 1952-53     | 220,00  | 2,3424   | 1978-79 | 11,80    | 0,915 | 374,00  | 2,5729   |
| 6  | 1953-54     | 190,00  | 2,2788   | 2006-07 | 9,83     | 0,898 | 338,20  | 2,5292   |
| 7  | 1954-55     | 239,00  | 2,3784   | 1951-52 | 8,43     | 0,881 | 310,00  | 2,4914   |
| 8  | 1955-56     | 420,00  | 2,6232   | 1980-81 | 7,38     | 0,864 | 307,00  | 2,4871   |
| 9  | 1956-57     | 188,00  | 2,2742   | 1987-88 | 6,56     | 0,847 | 287,00  | 2,4579   |
| 10 | 1957-58     | 282,00  | 2,4502   | 1957-58 | 5,90     | 0,831 | 282,00  | 2,4502   |
| 11 | 1958-59     | 150,50  | 2,1775   | 1963-64 | 5,36     | 0,814 | 275,00  | 2,4393   |
| 12 | 1959-60     | 183,00  | 2,2625   | 1966-67 | 4,92     | 0,797 | 273,00  | 2,4362   |
| 13 | 1960-61     | 250,00  | 2,3979   | 1950-51 | 4,54     | 0,780 | 270,00  | 2,4314   |
| 14 | 1961-62     | 230,00  | 2,3617   | 1981-82 | 4,21     | 0,763 | 267,00  | 2,4265   |
| 15 | 1962-63     | 537,60  | 2,7305   | 1968-69 | 3,93     | 0,746 | 266,80  | 2,4262   |
| 16 | 1963-64     | 275,00  | 2,4393   | 1960-61 | 3,69     | 0,729 | 250,00  | 2,3979   |
| 17 | 1964-65     | 193,00  | 2,2856   | 1954-55 | 3,47     | 0,712 | 239,00  | 2,3784   |
| 18 | 1965-66     | 180,80  | 2,2572   | 1970-71 | 3,28     | 0,695 | 234,20  | 2,3696   |
| 19 | 1966-67     | 273,00  | 2,4362   | 1996-97 | 3,11     | 0,678 | 232,90  | 2,3672   |
| 20 | 1967-68     | 146,10  | 2,1647   | 2000-01 | 2,95     | 0,661 | 230,70  | 2,3630   |
| 21 | 1968-69     | 266,80  | 2,4262   | 1961-62 | 2,81     | 0,644 | 230,00  | 2,3617   |
| 22 | 1969-70     | 215,40  | 2,3332   | 1997-98 | 2,68     | 0,627 | 221,50  | 2,3454   |
| 23 | 1970-71     | 234,20  | 2,3696   | 1989-90 | 2,57     | 0,610 | 220,40  | 2,3432   |
| 24 | 1972-73     | 183,90  | 2,2646   | 1952-53 | 2,46     | 0,593 | 220,00  | 2,3424   |
| 25 | 1973-74     | 161,30  | 2,2076   | 1930-31 | 2,36     | 0,576 | 219,00  | 2,3404   |
| 26 | 1974-75     | 212,00  | 2,3263   | 1986-87 | 2,27     | 0,559 | 216,50  | 2,3355   |
| 27 | 1975-76     | 137,30  | 2,1377   | 1969-70 | 2,19     | 0,542 | 215,40  | 2,3332   |
| 28 | 1976-77     | 200,80  | 2,3028   | 1974-75 | 2,11     | 0,525 | 212,00  | 2,3263   |
| 29 | 1977-78     | 175,90  | 2,2453   | 1985-86 | 2,03     | 0,508 | 208,80  | 2,3197   |
| 30 | 1978-79     | 374,00  | 2,5729   | 1976-77 | 1,97     | 0,492 | 200,80  | 2,3028   |
| 31 | 1979-80     | 150,20  | 2,1767   | 1992-93 | 1,90     | 0,475 | 195,70  | 2,2916   |
| 32 | 1980-81     | 307,00  | 2,4871   | 1964-65 | 1,84     | 0,458 | 193,00  | 2,2856   |
| 33 | 1981-82     | 267,00  | 2,4265   | 1953-54 | 1,79     | 0,441 | 190,00  | 2,2788   |
| 34 | 1982-83     | 166,30  | 2,2209   | 1956-57 | 1,74     | 0,424 | 188,00  | 2,2742   |
| 35 | 1983-84     | 159,30  | 2,2022   | 1972-73 | 1,69     | 0,407 | 183,90  | 2,2646   |
| 36 | 1984-85     | 400,90  | 2,6030   | 2002-03 | 1,64     | 0,390 | 183,80  | 2,2643   |
| 37 | 1985-86     | 208,80  | 2,3197   | 1959-60 | 1,59     | 0,373 | 183,00  | 2,2625   |
| 38 | 1986-87     | 216,50  | 2,3355   | 1965-66 | 1,55     | 0,356 | 180,80  | 2,2572   |
| 39 | 1987-88     | 287,00  | 2,4579   | 2005-06 | 1,51     | 0,339 | 177,50  | 2,2492   |
| 40 | 1988-89     | 109,60  | 2,0398   | 1977-78 | 1,48     | 0,322 | 175,90  | 2,2453   |
| 41 | 1989-90     | 220,40  | 2,3432   | 1993-94 | 1,44     | 0,305 | 171,30  | 2,2338   |
| 42 | 1991-92     | 121,40  | 2,0842   | 1982-83 | 1,40     | 0,288 | 166,30  | 2,2209   |
| 43 | 1992-93     | 195,70  | 2,2916   | 1973-74 | 1,37     | 0,271 | 161,30  | 2,2076   |
| 44 | 1993-94     | 171,30  | 2,2338   | 1983-84 | 1,34     | 0,254 | 159,30  | 2,2022   |
| 45 | 1994-95     | 144,10  | 2,1587   | 1958-59 | 1,31     | 0,237 | 150,50  | 2,1775   |
| 46 | 1995-96     | 114,70  | 2,0596   | 1979-80 | 1,28     | 0,220 | 150,20  | 2,1767   |
| 47 | 1996-97     | 232,90  | 2,3672   | 1998-99 | 1,26     | 0,203 | 147,10  | 2,1676   |
| 48 | 1997-98     | 221,50  | 2,3454   | 1967-68 | 1,23     | 0,186 | 146,10  | 2,1647   |
| 49 | 1998-99     | 147,10  | 2,1676   | 1994-95 | 1,20     | 0,169 | 144,10  | 2,1587   |
| 50 | 1999-00     | 115,60  | 2,0630   | 2003-04 | 1,18     | 0,153 | 141,30  | 2,1501   |
| 51 | 2000-01     | 230,70  | 2,3630   | 1975-76 | 1,16     | 0,136 | 137,30  | 2,1377   |
| 52 | 2001-02     | 107,20  | 2,0302   | 2007-08 | 1,13     | 0,119 | 127,95  | 2,1070   |
| 53 | 2002-03     | 183,80  | 2,2643   | 1991-92 | 1,11     | 0,102 | 121,40  | 2,0842   |
| 54 | 2003-04     | 141,30  | 2,1501   | 1999-00 | 1,09     | 0,085 | 115,60  | 2,0630   |
| 55 | 2004-05     | 96,10   | 1,9827   | 1995-96 | 1,07     | 0,068 | 114,70  | 2,0596   |
| 56 | 2005-06     | 177,50  | 2,2492   | 1988-89 | 1,05     | 0,051 | 109,60  | 2,0398   |
| 57 | 2006-07     | 338,20  | 2,5292   | 2001-02 | 1,04     | 0,034 | 107,20  | 2,0302   |
| 58 | 2007-08     | 127,95  | 2,1070   | 2004-05 | 1,02     | 0,017 | 96,10   | 1,9827   |

B.- ESTADISTICOS DE LA SERIE:

|  | Normal     | Logarítmica |
|--|------------|-------------|
| Media                                    | : 221,1836 | 2,3122      |
| Desviación estándar (s)                  | : 94,0223  | 0,1654      |
| Coeficiente de asimetría (oblicuidad) Cs | : 1,6433   | 0,4078      |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

C.- DEFINICION DE FUNCIONES DE DISTRIBUCION

1.- Función de distribución de valores extremos tipo I (EVI) (Gümbel)

parámetro  $\alpha$  : 80,0394  
 parámetro u (moda de la distribución EVI):176,9939

| T (años) | Xt       |
|----------|----------|
| 5        | 297,0482 |
| 10       | 357,1120 |
| 25       | 433,0027 |
| 50       | 489,3028 |
| 100      | 545,1872 |
| 500      | 674,3274 |

2.- Método de factor de frecuencia Kt para:

a.- Distribución normal. Distribución log-normal.

| T (años) | Distribución normal. |          | Distribución log-normal. |          |
|----------|----------------------|----------|--------------------------|----------|
|          | Kt                   | Xt       | Kt                       | Xt       |
| 5        | 0,8415               | 300,2993 | 0,8415                   | 282,7439 |
| 10       | 1,2817               | 341,6947 | 1,2817                   | 334,3550 |
| 25       | 1,7511               | 385,8239 | 1,7511                   | 399,7893 |
| 50       | 2,0542               | 414,3232 | 2,0542                   | 448,7056 |
| 100      | 2,3268               | 439,9534 | 2,3268                   | 497,7888 |
| 500      | 2,8785               | 491,8274 | 2,8785                   | 614,1744 |

b.- Valor extremo tipo I (Chow,1953)

| T (años) | Kt     | Xt       |
|----------|--------|----------|
| 5        | 0,7195 | 288,8287 |
| 10       | 1,3046 | 343,8417 |
| 25       | 2,0438 | 413,3507 |
| 50       | 2,5923 | 464,9165 |
| 100      | 3,1367 | 516,1016 |
| 500      | 4,3947 | 634,3824 |

c.- Distrib. Pearson tipo III. Distrib. Log-Pearson III.

| T (años) | Distrib. Pearson tipo III. |          | Distrib. Log-Pearson III. |          |
|----------|----------------------------|----------|---------------------------|----------|
|          | Kt                         | Xt       | Kt                        | Xt       |
| 5        | 0,6614                     | 283,3699 | 0,8149                    | 279,8953 |
| 10       | 1,3127                     | 344,6036 | 1,3166                    | 338,8307 |
| 25       | 2,1565                     | 423,9391 | 1,8830                    | 420,3861 |
| 50       | 2,7905                     | 483,5526 | 2,2664                    | 486,4768 |
| 100      | 3,4245                     | 543,1652 | 2,6234                    | 557,3049 |
| 500      | 4,9055                     | 682,4128 | 3,3816                    | 743,8702 |

d.- Distrib. del WRC para Log-Pearson III.

| T (años) | Cw     | Kt     | Xt       |
|----------|--------|--------|----------|
| 5        | 0,2667 | 0,8256 | 281,0391 |
| 10       | 0,2667 | 1,3066 | 337,5334 |
| 25       | 0,2667 | 1,8394 | 413,4592 |
| 50       | 0,2667 | 2,1946 | 473,3550 |
| 100      | 0,2667 | 2,5217 | 536,1453 |
| 500      | 0,2667 | 3,2061 | 695,7692 |

- Prueba de datos dudosos para la distribución del WRC

Yh = 2,7792                      Yl = 1,8452

\*\* Todos los datos están dentro de los límites de confianza \*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

D.- ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

1.- Método del error cuadrático mínimo:

| No. | Año     | Obsev.<br>Xe | T     | <----- Estimado -----> |        |           |        |        |           |        |
|-----|---------|--------------|-------|------------------------|--------|-----------|--------|--------|-----------|--------|
|     |         |              |       | EVI                    | Normal | LogNormal | Chow   | Pear.  | Log-Pear. | WRC    |
| 1   | 1937-38 | 550,00       | 59,00 | 502,67                 | 420,67 | 460,39    | 477,16 | 497,78 | 502,93    | 488,06 |
| 2   | 1962-63 | 537,60       | 29,50 | 446,50                 | 392,94 | 411,48    | 425,72 | 438,19 | 435,78    | 427,53 |
| 3   | 1955-56 | 420,00       | 19,67 | 413,35                 | 375,10 | 382,80    | 395,35 | 403,25 | 398,47    | 393,28 |
| 4   | 1984-85 | 400,90       | 14,75 | 389,61                 | 361,53 | 362,33    | 373,60 | 378,39 | 372,75    | 369,40 |
| 5   | 1978-79 | 374,00       | 11,80 | 371,02                 | 350,38 | 346,32    | 356,58 | 359,02 | 353,17    | 351,06 |
| 6   | 2006-07 | 338,20       | 9,83  | 355,69                 | 340,79 | 333,13    | 342,54 | 343,14 | 337,38    | 336,16 |
| 7   | 1951-52 | 310,00       | 8,43  | 342,61                 | 332,31 | 321,88    | 330,56 | 329,65 | 324,16    | 323,61 |
| 8   | 1980-81 | 307,00       | 7,38  | 331,16                 | 324,64 | 312,04    | 320,07 | 317,91 | 312,78    | 312,74 |
| 9   | 1987-88 | 287,00       | 6,56  | 320,96                 | 317,61 | 303,28    | 310,73 | 307,51 | 302,79    | 303,16 |
| 10  | 1957-58 | 282,00       | 5,90  | 311,74                 | 311,08 | 295,36    | 302,29 | 298,16 | 293,87    | 294,58 |
| 11  | 1963-64 | 275,00       | 5,36  | 303,32                 | 304,95 | 288,13    | 294,57 | 289,66 | 285,82    | 286,79 |
| 12  | 1966-67 | 273,00       | 4,92  | 295,54                 | 299,17 | 281,45    | 287,45 | 281,86 | 278,48    | 279,66 |
| 13  | 1950-51 | 270,00       | 4,54  | 288,31                 | 293,66 | 275,24    | 280,82 | 274,65 | 271,71    | 273,07 |
| 14  | 1981-82 | 267,00       | 4,21  | 281,53                 | 288,39 | 269,43    | 274,62 | 267,94 | 265,44    | 266,95 |
| 15  | 1968-69 | 266,80       | 3,93  | 275,15                 | 283,32 | 263,96    | 268,78 | 261,66 | 259,60    | 261,22 |
| 16  | 1960-61 | 250,00       | 3,69  | 269,11                 | 278,43 | 258,78    | 263,24 | 255,76 | 254,11    | 255,82 |
| 17  | 1954-55 | 239,00       | 3,47  | 263,37                 | 273,69 | 253,86    | 257,98 | 250,18 | 248,93    | 250,72 |
| 18  | 1970-71 | 234,20       | 3,28  | 257,89                 | 269,08 | 249,16    | 252,96 | 244,89 | 244,03    | 245,88 |
| 19  | 1996-97 | 232,90       | 3,11  | 252,64                 | 264,58 | 244,66    | 248,15 | 239,85 | 239,38    | 241,27 |
| 20  | 2000-01 | 230,70       | 2,95  | 247,58                 | 260,18 | 240,34    | 243,52 | 235,05 | 234,94    | 236,86 |
| 21  | 1961-62 | 230,00       | 2,81  | 242,71                 | 255,87 | 236,18    | 239,06 | 230,45 | 230,69    | 232,63 |
| 22  | 1997-98 | 221,50       | 2,68  | 238,00                 | 251,63 | 232,16    | 234,75 | 226,04 | 226,61    | 228,56 |
| 23  | 1989-90 | 220,40       | 2,57  | 233,44                 | 247,45 | 228,26    | 230,57 | 221,79 | 222,68    | 224,64 |
| 24  | 1952-53 | 220,00       | 2,46  | 229,00                 | 243,32 | 224,47    | 226,50 | 217,70 | 218,90    | 220,84 |
| 25  | 1930-31 | 219,00       | 2,36  | 224,67                 | 239,24 | 220,79    | 222,54 | 213,75 | 215,24    | 217,17 |
| 26  | 1986-87 | 216,50       | 2,27  | 220,45                 | 235,19 | 217,20    | 218,67 | 209,93 | 211,69    | 213,59 |
| 27  | 1969-70 | 215,40       | 2,19  | 216,32                 | 231,17 | 213,69    | 214,89 | 206,22 | 208,24    | 210,12 |
| 28  | 1974-75 | 212,00       | 2,11  | 212,27                 | 227,16 | 210,26    | 211,18 | 202,63 | 204,88    | 206,73 |
| 29  | 1985-86 | 208,80       | 2,03  | 208,29                 | 223,18 | 206,89    | 207,54 | 199,13 | 201,61    | 203,42 |
| 30  | 1976-77 | 200,80       | 1,97  | 204,38                 | 219,19 | 203,58    | 203,95 | 195,72 | 198,41    | 200,17 |
| 31  | 1992-93 | 195,70       | 1,90  | 200,52                 | 215,20 | 200,31    | 200,42 | 192,39 | 195,28    | 196,99 |
| 32  | 1964-65 | 193,00       | 1,84  | 196,71                 | 211,20 | 197,09    | 196,92 | 189,14 | 192,21    | 193,86 |
| 33  | 1953-54 | 190,00       | 1,79  | 192,93                 | 207,18 | 193,91    | 193,47 | 185,95 | 189,18    | 190,77 |
| 34  | 1956-57 | 188,00       | 1,74  | 189,19                 | 203,13 | 190,75    | 190,04 | 182,83 | 186,20    | 187,73 |
| 35  | 1972-73 | 183,90       | 1,69  | 185,47                 | 199,05 | 187,63    | 186,64 | 179,76 | 183,26    | 184,72 |
| 36  | 2002-03 | 183,80       | 1,64  | 181,77                 | 194,92 | 184,51    | 183,25 | 176,75 | 180,36    | 181,74 |
| 37  | 1959-60 | 183,00       | 1,59  | 178,08                 | 190,74 | 181,42    | 179,87 | 173,78 | 177,48    | 178,78 |
| 38  | 1965-66 | 180,80       | 1,55  | 174,39                 | 186,50 | 178,33    | 176,49 | 170,86 | 174,62    | 175,84 |
| 39  | 2005-06 | 177,50       | 1,51  | 170,70                 | 182,18 | 175,24    | 173,11 | 167,97 | 171,78    | 172,91 |
| 40  | 1977-78 | 175,90       | 1,48  | 166,99                 | 177,78 | 172,14    | 169,71 | 165,12 | 168,95    | 169,98 |
| 41  | 1993-94 | 171,30       | 1,44  | 163,26                 | 173,29 | 169,04    | 166,29 | 162,30 | 166,12    | 167,06 |
| 42  | 1982-83 | 166,30       | 1,40  | 159,50                 | 168,68 | 165,91    | 162,84 | 159,51 | 163,30    | 164,12 |
| 43  | 1973-74 | 161,30       | 1,37  | 155,69                 | 163,94 | 162,75    | 159,36 | 156,73 | 160,46    | 161,17 |
| 44  | 1983-84 | 159,30       | 1,34  | 151,83                 | 159,04 | 159,56    | 155,82 | 153,97 | 157,60    | 158,19 |
| 45  | 1958-59 | 150,50       | 1,31  | 147,89                 | 153,98 | 156,32    | 152,22 | 151,22 | 154,72    | 155,19 |
| 46  | 1979-80 | 150,20       | 1,28  | 143,87                 | 148,71 | 153,02    | 148,53 | 148,48 | 151,80    | 152,13 |
| 47  | 1998-99 | 147,10       | 1,26  | 139,74                 | 143,20 | 149,64    | 144,75 | 145,74 | 148,83    | 149,02 |
| 48  | 1967-68 | 146,10       | 1,23  | 135,49                 | 137,41 | 146,18    | 140,85 | 142,98 | 145,80    | 145,84 |
| 49  | 1994-95 | 144,10       | 1,20  | 131,07                 | 131,29 | 142,59    | 136,81 | 140,22 | 142,68    | 142,56 |
| 50  | 2003-04 | 141,30       | 1,18  | 126,45                 | 124,76 | 138,87    | 132,58 | 137,43 | 139,47    | 139,17 |
| 51  | 1975-76 | 137,30       | 1,16  | 121,59                 | 117,72 | 134,97    | 128,13 | 134,60 | 136,13    | 135,63 |
| 52  | 2007-08 | 127,95       | 1,13  | 116,41                 | 110,06 | 130,85    | 123,38 | 131,73 | 132,61    | 131,91 |
| 53  | 1991-92 | 121,40       | 1,11  | 110,82                 | 101,58 | 126,43    | 118,26 | 128,78 | 128,88    | 127,93 |
| 54  | 1999-00 | 115,60       | 1,09  | 104,68                 | 91,99  | 121,61    | 112,64 | 125,75 | 124,84    | 123,63 |
| 55  | 1995-96 | 114,70       | 1,07  | 97,75                  | 80,84  | 116,24    | 106,29 | 122,59 | 120,37    | 118,84 |
| 56  | 1988-89 | 109,60       | 1,05  | 89,63                  | 67,26  | 110,02    | 98,85  | 119,24 | 115,25    | 113,34 |
| 57  | 2001-02 | 107,20       | 1,04  | 79,41                  | 49,43  | 102,35    | 89,49  | 115,61 | 109,02    | 106,61 |
| 58  | 2004-05 | 96,10        | 1,02  | 64,50                  | 21,69  | 91,48     | 75,83  | 111,50 | 100,30    | 97,13  |

|<----- Error cuadrático ----->|

| No.                | Año     | T     | EVI     | Normal   | LogNormal | Chow     | Pear.   | Log-Pear. | WRC      |
|--------------------|---------|-------|---------|----------|-----------|----------|---------|-----------|----------|
| 1                  | 1937-38 | 59,00 | 2239,71 | 16725,51 | 8029,06   | 5305,11  | 2726,98 | 2215,47   | 3836,00  |
| 2                  | 1962-63 | 29,50 | 8298,78 | 20926,43 | 15906,20  | 12518,21 | 9882,97 | 10367,63  | 12115,31 |
| 3                  | 1955-56 | 19,67 | 44,28   | 2015,78  | 1383,82   | 607,78   | 280,42  | 463,75    | 713,72   |
| 4                  | 1984-85 | 14,75 | 127,55  | 1549,94  | 1487,96   | 745,10   | 506,87  | 792,68    | 992,20   |
| 5                  | 1978-79 | 11,80 | 8,87    | 558,04   | 766,07    | 303,41   | 224,31  | 433,92    | 526,24   |
| 6                  | 2006-07 | 9,83  | 305,99  | 6,72     | 25,66     | 18,85    | 24,37   | 0,67      | 4,15     |
| 7                  | 1951-52 | 8,43  | 1063,22 | 497,68   | 141,20    | 422,57   | 385,96  | 200,46    | 185,15   |
| 8                  | 1980-81 | 7,38  | 583,69  | 311,32   | 25,44     | 170,87   | 118,97  | 33,39     | 33,00    |
| 9                  | 1987-88 | 6,56  | 1153,32 | 937,03   | 265,05    | 563,12   | 420,47  | 249,19    | 261,16   |
| 10                 | 1957-58 | 5,90  | 884,63  | 845,60   | 178,55    | 411,58   | 261,03  | 140,96    | 158,13   |
| 11                 | 1963-64 | 5,36  | 801,79  | 897,26   | 172,27    | 382,96   | 214,85  | 117,13    | 139,01   |
| 12                 | 1966-67 | 4,92  | 508,02  | 684,64   | 71,38     | 208,71   | 78,51   | 29,99     | 44,35    |
| 13                 | 1950-51 | 4,54  | 335,12  | 559,72   | 27,46     | 117,11   | 21,64   | 2,94      | 9,45     |
| 14                 | 1981-82 | 4,21  | 211,21  | 457,50   | 5,90      | 58,04    | 0,89    | 2,42      | 0,00     |
| 15                 | 1968-69 | 3,93  | 69,79   | 273,02   | 8,09      | 3,90     | 26,40   | 51,91     | 31,18    |
| 16                 | 1960-61 | 3,69  | 365,38  | 808,38   | 77,07     | 175,41   | 33,13   | 16,87     | 33,90    |
| 17                 | 1954-55 | 3,47  | 594,01  | 1203,49  | 220,74    | 360,41   | 124,91  | 98,68     | 137,44   |
| 18                 | 1970-71 | 3,28  | 561,19  | 1216,68  | 223,83    | 352,04   | 114,18  | 96,73     | 136,50   |
| 19                 | 1996-97 | 3,11  | 389,49  | 1003,85  | 138,38    | 232,58   | 48,33   | 41,98     | 70,07    |
| 20                 | 2000-01 | 2,95  | 285,08  | 869,32   | 92,98     | 164,46   | 18,90   | 17,96     | 37,95    |
| 21                 | 1961-62 | 2,81  | 161,63  | 669,22   | 38,18     | 82,14    | 0,20    | 0,47      | 6,92     |
| 22                 | 1997-98 | 2,68  | 272,36  | 907,65   | 113,54    | 175,53   | 20,58   | 26,11     | 49,87    |
| 23                 | 1989-90 | 2,57  | 169,94  | 731,55   | 61,75     | 103,34   | 1,94    | 5,22      | 17,95    |
| 24                 | 1952-53 | 2,46  | 80,95   | 543,81   | 20,02     | 42,25    | 5,28    | 1,21      | 0,71     |
| 25                 | 1930-31 | 2,36  | 32,19   | 409,48   | 3,21      | 12,53    | 27,54   | 14,17     | 3,36     |
| 26                 | 1986-87 | 2,27  | 15,61   | 349,20   | 0,49      | 4,72     | 43,17   | 23,17     | 8,44     |
| 27                 | 1969-70 | 2,19  | 0,85    | 248,55   | 2,92      | 0,26     | 84,20   | 51,28     | 27,90    |
| 28                 | 1974-75 | 2,11  | 0,07    | 229,95   | 3,04      | 0,67     | 87,87   | 50,64     | 27,79    |
| 29                 | 1985-86 | 2,03  | 0,26    | 206,65   | 3,66      | 1,59     | 93,57   | 51,67     | 28,99    |
| 30                 | 1976-77 | 1,97  | 12,81   | 338,26   | 7,70      | 9,94     | 25,82   | 5,69      | 0,39     |
| 31                 | 1992-93 | 1,90  | 23,23   | 380,37   | 21,28     | 22,25    | 10,95   | 0,17      | 1,66     |
| 32                 | 1964-65 | 1,84  | 13,74   | 331,30   | 16,75     | 15,40    | 14,92   | 0,63      | 0,74     |
| 33                 | 1953-54 | 1,79  | 8,60    | 295,16   | 15,28     | 12,03    | 16,39   | 0,67      | 0,60     |
| 34                 | 1956-57 | 1,74  | 1,42    | 228,96   | 7,59      | 4,16     | 26,75   | 3,22      | 0,07     |
| 35                 | 1972-73 | 1,69  | 2,47    | 229,45   | 13,88     | 7,48     | 17,12   | 0,40      | 0,67     |
| 36                 | 2002-03 | 1,64  | 4,11    | 123,65   | 0,51      | 0,31     | 49,72   | 11,85     | 4,25     |
| 37                 | 1959-60 | 1,59  | 24,19   | 59,91    | 2,51      | 9,82     | 84,97   | 30,48     | 17,81    |
| 38                 | 1965-66 | 1,55  | 41,04   | 32,47    | 6,12      | 18,59    | 98,83   | 38,16     | 24,62    |
| 39                 | 2005-06 | 1,51  | 46,24   | 21,93    | 5,12      | 19,31    | 90,75   | 32,70     | 21,09    |
| 40                 | 1977-78 | 1,48  | 79,34   | 3,55     | 14,12     | 38,32    | 116,14  | 48,28     | 35,01    |
| 41                 | 1993-94 | 1,44  | 64,62   | 3,95     | 5,13      | 25,08    | 80,96   | 26,78     | 18,01    |
| 42                 | 1982-83 | 1,40  | 46,27   | 5,64     | 0,15      | 11,94    | 46,16   | 9,03      | 4,75     |
| 43                 | 1973-74 | 1,37  | 31,47   | 6,94     | 2,11      | 3,77     | 20,88   | 0,71      | 0,02     |
| 44                 | 1983-84 | 1,34  | 55,85   | 0,07     | 0,07      | 12,12    | 28,40   | 2,89      | 1,22     |
| 45                 | 1958-59 | 1,31  | 6,80    | 12,10    | 33,87     | 2,94     | 0,52    | 17,78     | 21,96    |
| 46                 | 1979-80 | 1,28  | 40,05   | 2,22     | 7,95      | 2,78     | 2,96    | 2,55      | 3,73     |
| 47                 | 1998-99 | 1,26  | 54,10   | 15,20    | 6,47      | 5,51     | 1,86    | 2,99      | 3,69     |
| 48                 | 1967-68 | 1,23  | 112,64  | 75,47    | 0,01      | 27,53    | 9,71    | 0,09      | 0,07     |
| 49                 | 1994-95 | 1,20  | 169,80  | 164,15   | 2,27      | 53,19    | 15,07   | 2,00      | 2,37     |
| 50                 | 2003-04 | 1,18  | 220,41  | 273,70   | 5,90      | 76,04    | 15,00   | 3,35      | 4,54     |
| 51                 | 1975-76 | 1,16  | 246,77  | 383,26   | 5,42      | 84,17    | 7,29    | 1,38      | 2,78     |
| 52                 | 2007-08 | 1,13  | 133,10  | 320,11   | 8,38      | 20,85    | 14,26   | 21,73     | 15,65    |
| 53                 | 1991-92 | 1,11  | 111,84  | 393,01   | 25,26     | 9,83     | 54,51   | 55,88     | 42,67    |
| 54                 | 1999-00 | 1,09  | 119,19  | 557,43   | 36,15     | 8,77     | 102,99  | 85,34     | 64,40    |
| 55                 | 1995-96 | 1,07  | 287,15  | 1146,73  | 2,37      | 70,67    | 62,19   | 32,18     | 17,18    |
| 56                 | 1988-89 | 1,05  | 398,97  | 1792,28  | 0,18      | 115,59   | 92,93   | 31,98     | 14,02    |
| 57                 | 2001-02 | 1,04  | 772,18  | 3337,73  | 23,48     | 313,52   | 70,79   | 3,30      | 0,35     |
| 58                 | 2004-05 | 1,02  | 998,62  | 5536,19  | 21,34     | 410,69   | 237,26  | 17,65     | 1,07     |
| Error cuadrático = |         |       | 153,92  | 269,66   | 172,60    | 157,98   | 131,51  | 126,84    | 141,29   |

Mejor ajuste ---> Distribución LOG-PEARSON tipo III

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

2.- Test de la Xi2:

|           |        |             | n°val.  <----- n° valores estimados ----->  |       |        |           |       |       |           |       |  |
|-----------|--------|-------------|---|-------|--------|-----------|-------|-------|-----------|-------|--|
| Li        | Ls     | Mc          | obser.                                      | EVI   | Normal | LogNormal | Chow  | Pear. | Log-Pear. | WRC   |  |
| 45,83     | 137,50 | 91,67       | 8,00  | 10,94 | 9,08   | 8,43      | 9,89  | 8,80  | 8,22      | 8,30  |  |
| 137,50    | 229,17 | 183,33      | 29,00                                       | 23,17 | 20,17  | 27,19     | 25,09 | 28,27 | 28,76     | 28,21 |  |
| 229,17    | 320,83 | 275,00      | 15,00                                       | 14,69 | 18,65  | 15,40     | 15,17 | 13,33 | 13,86     | 14,37 |  |
| 320,83    | 412,50 | 366,67      | 3,00  | 5,88  | 7,17   | 5,04      | 5,44  | 4,96  | 4,63      | 4,77  |  |
| 412,50    | 504,17 | 458,33      | 1,00  | 2,01  | 1,14   | 1,41      | 1,66  | 1,74  | 1,56      | 1,52  |  |
| 504,17    | 595,83 | 550,00      | 2,00  | 0,66  | 0,07   | 0,38      | 0,49  | 0,60  | 0,57      | 0,51  |  |
|           |        |             | n°val.  <----- parámetro estadístico -----> |       |        |           |       |       |           |       |  |
| Li        | Ls     | Mc          | obser.                                      | EVI   | Normal | LogNormal | Chow  | Pear. | Log-Pear. | WRC   |  |
| 45,83     | 137,50 | 91,67       | 8,00  | 0,79  | 0,13   | 0,02      | 0,36  | 0,07  | 0,01      | 0,01  |  |
| 137,50    | 229,17 | 183,33      | 29,00                                       | 1,47  | 3,86   | 0,12      | 0,61  | 0,02  | 0,00      | 0,02  |  |
| 229,17    | 320,83 | 275,00      | 15,00                                       | 0,01  | 0,71   | 0,01      | 0,00  | 0,21  | 0,09      | 0,03  |  |
| 320,83    | 412,50 | 366,67      | 3,00  | 1,41  | 2,43   | 0,83      | 1,10  | 0,77  | 0,57      | 0,66  |  |
| 412,50    | 504,17 | 458,33      | 1,00  | 0,51  | 0,02   | 0,12      | 0,27  | 0,31  | 0,20      | 0,18  |  |
| 504,17    | 595,83 | 550,00      | 2,00  | 2,75  | 50,16  | 6,87      | 4,72  | 3,29  | 3,64      | 4,32  |  |
| Niv.conf. |        | Xi2 =       |   | 6,94  | 57,31  | 7,97      | 7,05  | 4,68  | 4,52      | 5,22  |  |
| 0,950     |        | Xi2.t =     |   | 7,81  | 7,81   | 7,81      | 7,81  | 5,99  | 5,99      | 5,99  |  |
|           |        | Parámetro = |   | 0,89  | 7,34   | 1,02      | 0,90  | 0,78  | 0,75      | 0,87  |  |
|           |        | Test =      |   | Si    | No     | No        | Si    | Si    | Si        | Si    |  |

Mejor ajuste ---> Distribución LOG-PEARSON tipo III

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

3.- Test de Kolmogorov-Smirnov:

| No. | Año     | Xm     | F       | F estimada |        |           |       |       |           |       |
|-----|---------|--------|---------|------------|--------|-----------|-------|-------|-----------|-------|
|     |         |        | observ. | EVI        | Normal | LogNormal | Chow  | Pear. | Log-Pear. | WRC   |
| 1   | 1937-38 | 550,00 | 0,983   | 0,991      | 1,000  | 0,995     | 0,994 | 0,991 | 0,989     | 0,991 |
| 2   | 1962-63 | 537,60 | 0,966   | 0,989      | 1,000  | 0,994     | 0,993 | 0,989 | 0,988     | 0,990 |
| 3   | 1955-56 | 420,00 | 0,949   | 0,953      | 0,983  | 0,970     | 0,963 | 0,958 | 0,960     | 0,963 |
| 4   | 1984-85 | 400,90 | 0,932   | 0,941      | 0,972  | 0,961     | 0,953 | 0,948 | 0,951     | 0,954 |
| 5   | 1978-79 | 374,00 | 0,915   | 0,918      | 0,948  | 0,942     | 0,933 | 0,929 | 0,933     | 0,936 |
| 6   | 2006-07 | 338,20 | 0,898   | 0,875      | 0,893  | 0,905     | 0,892 | 0,892 | 0,899     | 0,901 |
| 7   | 1951-52 | 310,00 | 0,881   | 0,827      | 0,828  | 0,861     | 0,846 | 0,852 | 0,860     | 0,860 |
| 8   | 1980-81 | 307,00 | 0,864   | 0,821      | 0,819  | 0,855     | 0,840 | 0,847 | 0,855     | 0,854 |
| 9   | 1987-88 | 287,00 | 0,847   | 0,776      | 0,758  | 0,811     | 0,795 | 0,808 | 0,816     | 0,814 |
| 10  | 1957-58 | 282,00 | 0,831   | 0,764      | 0,741  | 0,798     | 0,783 | 0,797 | 0,805     | 0,802 |
| 11  | 1963-64 | 275,00 | 0,814   | 0,745      | 0,717  | 0,779     | 0,764 | 0,780 | 0,788     | 0,785 |
| 12  | 1966-67 | 273,00 | 0,797   | 0,740      | 0,709  | 0,773     | 0,758 | 0,776 | 0,783     | 0,779 |
| 13  | 1950-51 | 270,00 | 0,780   | 0,731      | 0,698  | 0,764     | 0,749 | 0,768 | 0,775     | 0,771 |
| 14  | 1981-82 | 267,00 | 0,763   | 0,723      | 0,687  | 0,755     | 0,740 | 0,760 | 0,767     | 0,763 |
| 15  | 1968-69 | 266,80 | 0,746   | 0,722      | 0,686  | 0,755     | 0,740 | 0,760 | 0,766     | 0,762 |
| 16  | 1960-61 | 250,00 | 0,729   | 0,669      | 0,620  | 0,698     | 0,684 | 0,711 | 0,715     | 0,709 |
| 17  | 1954-55 | 239,00 | 0,712   | 0,631      | 0,575  | 0,655     | 0,644 | 0,675 | 0,677     | 0,669 |
| 18  | 1970-71 | 234,20 | 0,695   | 0,613      | 0,555  | 0,636     | 0,625 | 0,658 | 0,658     | 0,650 |
| 19  | 1996-97 | 232,90 | 0,678   | 0,608      | 0,550  | 0,630     | 0,619 | 0,653 | 0,653     | 0,645 |
| 20  | 2000-01 | 230,70 | 0,661   | 0,600      | 0,540  | 0,621     | 0,611 | 0,645 | 0,644     | 0,636 |
| 21  | 1961-62 | 230,00 | 0,644   | 0,597      | 0,537  | 0,618     | 0,608 | 0,642 | 0,641     | 0,633 |
| 22  | 1997-98 | 221,50 | 0,627   | 0,564      | 0,501  | 0,579     | 0,572 | 0,609 | 0,605     | 0,596 |
| 23  | 1989-90 | 220,40 | 0,610   | 0,559      | 0,496  | 0,574     | 0,567 | 0,604 | 0,600     | 0,591 |
| 24  | 1952-53 | 220,00 | 0,593   | 0,557      | 0,495  | 0,572     | 0,565 | 0,603 | 0,598     | 0,589 |
| 25  | 1930-31 | 219,00 | 0,576   | 0,553      | 0,490  | 0,568     | 0,561 | 0,598 | 0,594     | 0,585 |
| 26  | 1986-87 | 216,50 | 0,559   | 0,543      | 0,480  | 0,556     | 0,549 | 0,588 | 0,582     | 0,573 |
| 27  | 1969-70 | 215,40 | 0,542   | 0,539      | 0,475  | 0,551     | 0,545 | 0,583 | 0,577     | 0,568 |
| 28  | 1974-75 | 212,00 | 0,525   | 0,524      | 0,461  | 0,534     | 0,529 | 0,568 | 0,561     | 0,551 |
| 29  | 1985-86 | 208,80 | 0,508   | 0,511      | 0,447  | 0,518     | 0,514 | 0,554 | 0,545     | 0,536 |
| 30  | 1976-77 | 200,80 | 0,492   | 0,476      | 0,414  | 0,477     | 0,476 | 0,516 | 0,504     | 0,495 |
| 31  | 1992-93 | 195,70 | 0,475   | 0,453      | 0,393  | 0,450     | 0,451 | 0,491 | 0,477     | 0,467 |
| 32  | 1964-65 | 193,00 | 0,458   | 0,441      | 0,382  | 0,436     | 0,438 | 0,477 | 0,462     | 0,452 |
| 33  | 1953-54 | 190,00 | 0,441   | 0,427      | 0,370  | 0,419     | 0,423 | 0,462 | 0,445     | 0,436 |
| 34  | 1956-57 | 188,00 | 0,424   | 0,418      | 0,361  | 0,408     | 0,413 | 0,451 | 0,434     | 0,425 |
| 35  | 1972-73 | 183,90 | 0,407   | 0,400      | 0,346  | 0,386     | 0,393 | 0,429 | 0,410     | 0,402 |
| 36  | 2002-03 | 183,80 | 0,390   | 0,399      | 0,345  | 0,385     | 0,392 | 0,429 | 0,410     | 0,401 |
| 37  | 1959-60 | 183,00 | 0,373   | 0,395      | 0,342  | 0,381     | 0,388 | 0,424 | 0,405     | 0,397 |
| 38  | 1965-66 | 180,80 | 0,356   | 0,385      | 0,333  | 0,369     | 0,377 | 0,412 | 0,392     | 0,384 |
| 39  | 2005-06 | 177,50 | 0,339   | 0,370      | 0,321  | 0,351     | 0,360 | 0,394 | 0,373     | 0,365 |
| 40  | 1977-78 | 175,90 | 0,322   | 0,363      | 0,314  | 0,342     | 0,352 | 0,385 | 0,363     | 0,356 |
| 41  | 1993-94 | 171,30 | 0,305   | 0,342      | 0,297  | 0,317     | 0,329 | 0,358 | 0,336     | 0,329 |
| 42  | 1982-83 | 166,30 | 0,288   | 0,319      | 0,279  | 0,289     | 0,304 | 0,329 | 0,305     | 0,300 |
| 43  | 1973-74 | 161,30 | 0,271   | 0,296      | 0,261  | 0,263     | 0,280 | 0,298 | 0,275     | 0,271 |
| 44  | 1983-84 | 159,30 | 0,254   | 0,287      | 0,254  | 0,252     | 0,270 | 0,287 | 0,263     | 0,260 |
| 45  | 1958-59 | 150,50 | 0,237   | 0,248      | 0,225  | 0,207     | 0,228 | 0,232 | 0,213     | 0,211 |
| 46  | 1979-80 | 150,20 | 0,220   | 0,247      | 0,224  | 0,205     | 0,227 | 0,230 | 0,211     | 0,209 |
| 47  | 1998-99 | 147,10 | 0,203   | 0,234      | 0,214  | 0,190     | 0,213 | 0,211 | 0,194     | 0,193 |
| 48  | 1967-68 | 146,10 | 0,186   | 0,230      | 0,211  | 0,185     | 0,209 | 0,205 | 0,187     | 0,187 |
| 49  | 1994-95 | 144,10 | 0,169   | 0,221      | 0,205  | 0,176     | 0,199 | 0,193 | 0,176     | 0,176 |
| 50  | 2003-04 | 141,30 | 0,153   | 0,210      | 0,197  | 0,163     | 0,187 | 0,175 | 0,161     | 0,162 |
| 51  | 1975-76 | 137,30 | 0,136   | 0,194      | 0,185  | 0,145     | 0,172 | 0,151 | 0,140     | 0,142 |
| 52  | 2007-08 | 127,95 | 0,119   | 0,158      | 0,160  | 0,107     | 0,134 | 0,097 | 0,096     | 0,102 |
| 53  | 1991-92 | 121,40 | 0,102   | 0,135      | 0,143  | 0,083     | 0,111 | 0,061 | 0,070     | 0,075 |
| 54  | 1999-00 | 115,60 | 0,085   | 0,116      | 0,131  | 0,065     | 0,092 | 0,032 | 0,051     | 0,056 |
| 55  | 1995-96 | 114,70 | 0,068   | 0,113      | 0,128  | 0,062     | 0,090 | 0,029 | 0,048     | 0,054 |
| 56  | 1988-89 | 109,60 | 0,051   | 0,098      | 0,117  | 0,048     | 0,075 | 0,009 | 0,034     | 0,040 |
| 57  | 2001-02 | 107,20 | 0,034   | 0,091      | 0,112  | 0,043     | 0,069 | 0,001 | 0,029     | 0,034 |
| 58  | 2004-05 | 96,10  | 0,017   | 0,064      | 0,091  | 0,022     | 0,044 | 0,000 | 0,010     | 0,015 |

| No. | Año     | <-----  Fo - Fe  -----> |        |           |       |       |           |       |
|-----|---------|-------------------------|--------|-----------|-------|-------|-----------|-------|
|     |         | EVI                     | Normal | LogNormal | Chow  | Pear. | Log-Pear. | WRC   |
| 1   | 1937-38 | 0,008                   | 0,017  | 0,012     | 0,011 | 0,008 | 0,006     | 0,008 |
| 2   | 1962-63 | 0,023                   | 0,034  | 0,028     | 0,026 | 0,023 | 0,022     | 0,024 |
| 3   | 1955-56 | 0,004                   | 0,034  | 0,021     | 0,014 | 0,009 | 0,011     | 0,014 |
| 4   | 1984-85 | 0,009                   | 0,040  | 0,028     | 0,021 | 0,016 | 0,018     | 0,021 |
| 5   | 1978-79 | 0,003                   | 0,033  | 0,027     | 0,017 | 0,013 | 0,018     | 0,021 |
| 6   | 2006-07 | 0,023                   | 0,005  | 0,007     | 0,006 | 0,006 | 0,001     | 0,003 |
| 7   | 1951-52 | 0,054                   | 0,054  | 0,021     | 0,035 | 0,030 | 0,021     | 0,022 |
| 8   | 1980-81 | 0,043                   | 0,045  | 0,010     | 0,024 | 0,018 | 0,010     | 0,010 |
| 9   | 1987-88 | 0,071                   | 0,089  | 0,037     | 0,052 | 0,040 | 0,031     | 0,033 |
| 10  | 1957-58 | 0,067                   | 0,089  | 0,032     | 0,048 | 0,034 | 0,026     | 0,028 |
| 11  | 1963-64 | 0,068                   | 0,097  | 0,035     | 0,050 | 0,033 | 0,026     | 0,029 |
| 12  | 1966-67 | 0,057                   | 0,087  | 0,023     | 0,039 | 0,021 | 0,014     | 0,017 |
| 13  | 1950-51 | 0,048                   | 0,081  | 0,015     | 0,030 | 0,012 | 0,005     | 0,008 |
| 14  | 1981-82 | 0,040                   | 0,076  | 0,007     | 0,022 | 0,002 | 0,004     | 0,000 |
| 15  | 1968-69 | 0,024                   | 0,059  | 0,009     | 0,006 | 0,014 | 0,021     | 0,016 |
| 16  | 1960-61 | 0,060                   | 0,108  | 0,031     | 0,044 | 0,018 | 0,013     | 0,020 |
| 17  | 1954-55 | 0,081                   | 0,137  | 0,056     | 0,068 | 0,037 | 0,035     | 0,043 |
| 18  | 1970-71 | 0,082                   | 0,140  | 0,059     | 0,070 | 0,037 | 0,037     | 0,045 |
| 19  | 1996-97 | 0,070                   | 0,128  | 0,048     | 0,058 | 0,025 | 0,025     | 0,033 |
| 20  | 2000-01 | 0,061                   | 0,121  | 0,040     | 0,050 | 0,016 | 0,017     | 0,025 |
| 21  | 1961-62 | 0,047                   | 0,107  | 0,026     | 0,036 | 0,002 | 0,003     | 0,011 |
| 22  | 1997-98 | 0,064                   | 0,126  | 0,048     | 0,056 | 0,018 | 0,022     | 0,031 |
| 23  | 1989-90 | 0,051                   | 0,114  | 0,036     | 0,043 | 0,006 | 0,010     | 0,019 |
| 24  | 1952-53 | 0,036                   | 0,099  | 0,021     | 0,028 | 0,010 | 0,005     | 0,004 |
| 25  | 1930-31 | 0,023                   | 0,086  | 0,009     | 0,016 | 0,022 | 0,017     | 0,008 |
| 26  | 1986-87 | 0,016                   | 0,080  | 0,004     | 0,010 | 0,029 | 0,023     | 0,014 |
| 27  | 1969-70 | 0,004                   | 0,067  | 0,008     | 0,002 | 0,041 | 0,035     | 0,026 |
| 28  | 1974-75 | 0,001                   | 0,065  | 0,008     | 0,004 | 0,043 | 0,035     | 0,026 |
| 29  | 1985-86 | 0,002                   | 0,061  | 0,010     | 0,006 | 0,046 | 0,036     | 0,027 |
| 30  | 1976-77 | 0,016                   | 0,078  | 0,015     | 0,016 | 0,025 | 0,012     | 0,003 |
| 31  | 1992-93 | 0,021                   | 0,082  | 0,025     | 0,023 | 0,017 | 0,002     | 0,007 |
| 32  | 1964-65 | 0,017                   | 0,076  | 0,022     | 0,020 | 0,020 | 0,004     | 0,005 |
| 33  | 1953-54 | 0,013                   | 0,071  | 0,021     | 0,018 | 0,021 | 0,005     | 0,005 |
| 34  | 1956-57 | 0,005                   | 0,062  | 0,015     | 0,011 | 0,028 | 0,010     | 0,001 |
| 35  | 1972-73 | 0,007                   | 0,061  | 0,020     | 0,014 | 0,022 | 0,004     | 0,005 |
| 36  | 2002-03 | 0,009                   | 0,045  | 0,004     | 0,002 | 0,039 | 0,020     | 0,011 |
| 37  | 1959-60 | 0,023                   | 0,031  | 0,008     | 0,015 | 0,051 | 0,032     | 0,024 |
| 38  | 1965-66 | 0,029                   | 0,023  | 0,013     | 0,021 | 0,056 | 0,036     | 0,028 |
| 39  | 2005-06 | 0,031                   | 0,018  | 0,012     | 0,021 | 0,055 | 0,034     | 0,026 |
| 40  | 1977-78 | 0,041                   | 0,008  | 0,020     | 0,030 | 0,063 | 0,041     | 0,034 |
| 41  | 1993-94 | 0,037                   | 0,008  | 0,012     | 0,024 | 0,053 | 0,030     | 0,024 |
| 42  | 1982-83 | 0,031                   | 0,009  | 0,001     | 0,016 | 0,040 | 0,017     | 0,012 |
| 43  | 1973-74 | 0,025                   | 0,010  | 0,008     | 0,009 | 0,027 | 0,004     | 0,000 |
| 44  | 1983-84 | 0,033                   | 0,000  | 0,002     | 0,016 | 0,033 | 0,009     | 0,005 |
| 45  | 1958-59 | 0,011                   | 0,012  | 0,030     | 0,009 | 0,005 | 0,024     | 0,027 |
| 46  | 1979-80 | 0,027                   | 0,004  | 0,015     | 0,007 | 0,010 | 0,010     | 0,012 |
| 47  | 1998-99 | 0,031                   | 0,011  | 0,013     | 0,010 | 0,008 | 0,010     | 0,011 |
| 48  | 1967-68 | 0,043                   | 0,025  | 0,001     | 0,022 | 0,019 | 0,001     | 0,000 |
| 49  | 1994-95 | 0,052                   | 0,036  | 0,006     | 0,030 | 0,023 | 0,007     | 0,007 |
| 50  | 2003-04 | 0,057                   | 0,044  | 0,010     | 0,035 | 0,022 | 0,009     | 0,010 |
| 51  | 1975-76 | 0,058                   | 0,050  | 0,009     | 0,036 | 0,015 | 0,005     | 0,007 |
| 52  | 2007-08 | 0,039                   | 0,041  | 0,012     | 0,015 | 0,022 | 0,022     | 0,017 |
| 53  | 1991-92 | 0,033                   | 0,041  | 0,019     | 0,010 | 0,041 | 0,032     | 0,027 |
| 54  | 1999-00 | 0,031                   | 0,046  | 0,020     | 0,008 | 0,052 | 0,034     | 0,028 |
| 55  | 1995-96 | 0,046                   | 0,060  | 0,005     | 0,022 | 0,039 | 0,020     | 0,014 |
| 56  | 1988-89 | 0,047                   | 0,066  | 0,002     | 0,024 | 0,042 | 0,017     | 0,011 |
| 57  | 2001-02 | 0,058                   | 0,078  | 0,009     | 0,035 | 0,033 | 0,005     | 0,000 |
| 58  | 2004-05 | 0,047                   | 0,074  | 0,005     | 0,027 | 0,017 | 0,007     | 0,002 |

No = 18      18      18      18      40      40      18  
 max | Fo - Fe | = 0,082   0,140   0,059   0,070   0,063   0,041   0,045

Mejor ajuste ---> Distribución LOG-PEARSON tipo III

\*\*\*\*\*  
\*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
\*\*\*\*\*

-----  
4.- RESUMEN DE LOS TEST DE ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD ( \* ---> mejor test )

| Test                | EVI    | Normal | LogNormal | Chow   | Pear.  | Log-Pear. | WRC    |
|---------------------|--------|--------|-----------|--------|--------|-----------|--------|
| Error cuadrát. mín. | 153,92 | 269,66 | 172,60    | 157,98 | 131,51 | 126,84*   | 141,29 |
| De la Xi2 (0,950)   | 0,89   | no     | no        | 0,90   | 0,78   | 0,75*     | 0,87   |
| Kolmogorov-Smirnov  | 0,08   | 0,14   | 0,06      | 0,07   | 0,06   | 0,04*     | 0,04   |



\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

E.- LÍMITES DE CONFIANZA

1.- Distribución de GÜMBEL tipo I (EVI)

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|
| 0,850   | 0,075    |       | 0,925 | 1,439     |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl        | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,601    | 0,807 | 1,042 | 277,713   | 297,048 | 319,192 |
| 10      | 1,197    | 1,446 | 1,748 | 333,744   | 357,112 | 385,512 |
| 25      | 1,931    | 2,253 | 2,658 | 402,755   | 433,003 | 471,092 |
| 50      | 2,469    | 2,852 | 3,340 | 453,315   | 489,303 | 535,216 |
| 100     | 3,000    | 3,446 | 4,020 | 503,218   | 545,187 | 599,151 |
| 500     | 4,220    | 4,820 | 5,597 | 617,963   | 674,327 | 747,468 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|
| 0,900   | 0,050    |       | 0,950 | 1,643     |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl        | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,574    | 0,807 | 1,079 | 275,130   | 297,048 | 322,647 |
| 10      | 1,165    | 1,446 | 1,796 | 330,736   | 357,112 | 390,082 |
| 25      | 1,891    | 2,253 | 2,724 | 398,947   | 433,003 | 477,334 |
| 50      | 2,421    | 2,852 | 3,421 | 448,823   | 489,303 | 542,790 |
| 100     | 2,944    | 3,446 | 4,115 | 498,005   | 545,187 | 608,088 |
| 500     | 4,146    | 4,820 | 5,727 | 611,002   | 674,327 | 759,636 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|
| 0,950   | 0,025    |       | 0,975 | 1,956     |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl        | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,532    | 0,807 | 1,138 | 271,213   | 297,048 | 328,155 |
| 10      | 1,117    | 1,446 | 1,875 | 326,227   | 357,112 | 397,442 |
| 25      | 1,830    | 2,253 | 2,832 | 393,280   | 433,003 | 487,443 |
| 50      | 2,350    | 2,852 | 3,551 | 442,155   | 489,303 | 555,081 |
| 100     | 2,862    | 3,446 | 4,269 | 490,280   | 545,187 | 622,608 |
| 500     | 4,037    | 4,820 | 5,937 | 600,709   | 674,327 | 779,433 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 322,647 | 390,082 | 477,334 | 542,790 | 608,088 | 759,636 |
| Xt | 297,048 | 357,112 | 433,003 | 489,303 | 545,187 | 674,327 |
| Xl | 275,130 | 330,736 | 398,947 | 448,823 | 498,005 | 611,002 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

2.- Distribución NORMAL con factor de frecuencia

| $\beta$<br>0,850 | $\alpha$<br>0,075 |       | Pa<br>0,925 | Z $\alpha$<br>1,439 |         |         |  |
|------------------|-------------------|-------|-------------|---------------------|---------|---------|--|
| T                | Kl                | Kt    | Ku          | Xl                  | Xt      | Xu      |  |
| 5                | 0,634             | 0,841 | 1,080       | 280,796             | 300,299 | 322,731 |  |
| 10               | 1,046             | 1,282 | 1,565       | 319,524             | 341,695 | 368,327 |  |
| 25               | 1,477             | 1,751 | 2,090       | 360,015             | 385,824 | 417,727 |  |
| 50               | 1,752             | 2,054 | 2,433       | 385,884             | 414,323 | 449,912 |  |
| 100              | 1,998             | 2,327 | 2,742       | 409,018             | 439,953 | 478,988 |  |
| 500              | 2,493             | 2,879 | 3,371       | 455,575             | 491,827 | 538,099 |  |

| $\beta$<br>0,900 | $\alpha$<br>0,050 |       | Pa<br>0,950 | Z $\alpha$<br>1,643 |         |         |  |
|------------------|-------------------|-------|-------------|---------------------|---------|---------|--|
| T                | Kl                | Kt    | Ku          | Xl                  | Xt      | Xu      |  |
| 5                | 0,606             | 0,841 | 1,117       | 278,198             | 300,299 | 326,239 |  |
| 10               | 1,015             | 1,282 | 1,610       | 316,649             | 341,695 | 372,587 |  |
| 25               | 1,442             | 1,751 | 2,145       | 356,728             | 385,824 | 422,907 |  |
| 50               | 1,713             | 2,054 | 2,495       | 382,290             | 414,323 | 455,726 |  |
| 100              | 1,956             | 2,327 | 2,810       | 405,129             | 439,953 | 485,391 |  |
| 500              | 2,445             | 2,879 | 3,452       | 451,050             | 491,827 | 545,734 |  |

| $\beta$<br>0,950 | $\alpha$<br>0,025 |       | Pa<br>0,975 | Z $\alpha$<br>1,956 |         |         |  |
|------------------|-------------------|-------|-------------|---------------------|---------|---------|--|
| T                | Kl                | Kt    | Ku          | Xl                  | Xt      | Xu      |  |
| 5                | 0,565             | 0,841 | 1,177       | 274,261             | 300,299 | 331,835 |  |
| 10               | 0,969             | 1,282 | 1,683       | 312,329             | 341,695 | 379,434 |  |
| 25               | 1,389             | 1,751 | 2,234       | 351,818             | 385,824 | 431,270 |  |
| 50               | 1,657             | 2,054 | 2,595       | 376,934             | 414,323 | 465,132 |  |
| 100              | 1,895             | 2,327 | 2,920       | 399,344             | 439,953 | 495,765 |  |
| 500              | 2,373             | 2,879 | 3,584       | 444,336             | 491,827 | 558,125 |  |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 326,239 | 372,587 | 422,907 | 455,726 | 485,391 | 545,734 |
| Xt | 300,299 | 341,695 | 385,824 | 414,323 | 439,953 | 491,827 |
| Xl | 278,198 | 316,649 | 356,728 | 382,290 | 405,129 | 451,050 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

3.- Distribución LOG-NORMAL con factor de frecuencia

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,850   |          | 0,075 | 0,925 |            | 1,439   |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,634    | 0,841 | 1,080 | 261,269    | 282,744 | 309,636 |
| 10      | 1,046    | 1,282 | 1,565 | 305,640    | 334,355 | 372,438 |
| 25      | 1,477    | 1,751 | 2,090 | 360,109    | 399,789 | 454,935 |
| 50      | 1,752    | 2,054 | 2,433 | 399,887    | 448,706 | 518,278 |
| 100     | 1,998    | 2,327 | 2,742 | 439,167    | 497,789 | 583,051 |
| 500     | 2,493    | 2,879 | 3,371 | 530,302    | 614,174 | 740,772 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,900   |          | 0,050 | 0,950 |            | 1,643   |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,606    | 0,841 | 1,117 | 258,534    | 282,744 | 314,066 |
| 10      | 1,015    | 1,282 | 1,610 | 302,101    | 334,355 | 378,920 |
| 25      | 1,442    | 1,751 | 2,145 | 355,346    | 399,789 | 464,579 |
| 50      | 1,713    | 2,054 | 2,495 | 394,108    | 448,706 | 530,627 |
| 100     | 1,956    | 2,327 | 2,810 | 432,303    | 497,789 | 598,370 |
| 500     | 2,445    | 2,879 | 3,452 | 520,672    | 614,174 | 764,036 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,950   |          | 0,025 | 0,975 |            | 1,956   |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,565    | 0,841 | 1,177 | 254,444    | 282,744 | 321,266 |
| 10      | 0,969    | 1,282 | 1,683 | 296,861    | 334,355 | 389,576 |
| 25      | 1,389    | 1,751 | 2,234 | 348,349    | 399,789 | 480,586 |
| 50      | 1,657    | 2,054 | 2,595 | 385,651    | 448,706 | 551,233 |
| 100     | 1,895    | 2,327 | 2,920 | 422,291    | 497,789 | 624,047 |
| 500     | 2,373    | 2,879 | 3,584 | 506,704    | 614,174 | 803,357 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 314,066 | 378,920 | 464,579 | 530,627 | 598,370 | 764,036 |
| Xt | 282,744 | 334,355 | 399,789 | 448,706 | 497,789 | 614,174 |
| Xl | 258,534 | 302,101 | 355,346 | 394,108 | 432,303 | 520,672 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

4.- Distribución EVI con factor de frecuencia de CHOW

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |  |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|--|
| 0,850   | 0,075    |       | 0,925 | 1,439     |         |         |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl        | Xt      | Xu      |  |
| 5       | 0,518    | 0,719 | 0,948 | 269,884   | 288,829 | 310,277 |  |
| 10      | 1,067    | 1,305 | 1,590 | 321,510   | 343,842 | 370,714 |  |
| 25      | 1,742    | 2,044 | 2,421 | 385,004   | 413,351 | 448,811 |  |
| 50      | 2,236    | 2,592 | 3,044 | 431,460   | 464,917 | 507,397 |  |
| 100     | 2,724    | 3,137 | 3,666 | 477,273   | 516,102 | 565,848 |  |
| 500     | 3,843    | 4,395 | 5,109 | 582,529   | 634,382 | 701,533 |  |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |  |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|--|
| 0,900   | 0,050    |       | 0,950 | 1,643     |         |         |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl        | Xt      | Xu      |  |
| 5       | 0,491    | 0,719 | 0,983 | 267,336   | 288,829 | 313,603 |  |
| 10      | 1,036    | 1,305 | 1,636 | 318,617   | 343,842 | 375,017 |  |
| 25      | 1,704    | 2,044 | 2,483 | 381,421   | 413,351 | 454,603 |  |
| 50      | 2,192    | 2,592 | 3,118 | 427,270   | 464,917 | 514,387 |  |
| 100     | 2,672    | 3,137 | 3,753 | 472,438   | 516,102 | 574,072 |  |
| 500     | 3,775    | 4,395 | 5,228 | 576,117   | 634,382 | 712,693 |  |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |  |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|--|
| 0,950   | 0,025    |       | 0,975 | 1,956     |         |         |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl        | Xt      | Xu      |  |
| 5       | 0,450    | 0,719 | 1,039 | 263,463   | 288,829 | 318,895 |  |
| 10      | 0,990    | 1,305 | 1,710 | 314,272   | 343,842 | 381,934 |  |
| 25      | 1,647    | 2,044 | 2,582 | 376,081   | 413,351 | 463,973 |  |
| 50      | 2,126    | 2,592 | 3,239 | 421,046   | 464,917 | 525,723 |  |
| 100     | 2,596    | 3,137 | 3,895 | 465,270   | 516,102 | 587,426 |  |
| 500     | 3,674    | 4,395 | 5,421 | 566,631   | 634,382 | 730,845 |  |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 313,603 | 375,017 | 454,603 | 514,387 | 574,072 | 712,693 |
| Xt | 288,829 | 343,842 | 413,351 | 464,917 | 516,102 | 634,382 |
| Xl | 267,336 | 318,617 | 381,421 | 427,270 | 472,438 | 576,117 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

5.- Distribución PEARSON tipo III o GAMMA DE TRES PARAMETROS

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,850   | 0,075    |       | 0,925 | 1,439      |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,462    | 0,661 | 0,885 | 264,658    | 283,370 | 304,384 |
| 10      | 1,075    | 1,313 | 1,599 | 322,214    | 344,604 | 371,562 |
| 25      | 1,844    | 2,156 | 2,549 | 394,576    | 423,939 | 460,808 |
| 50      | 2,414    | 2,790 | 3,270 | 448,167    | 483,553 | 528,651 |
| 100     | 2,980    | 3,425 | 3,995 | 501,416    | 543,165 | 596,834 |
| 500     | 4,296    | 4,906 | 5,696 | 625,130    | 682,413 | 756,770 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,900   | 0,050    |       | 0,950 | 1,643      |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,435    | 0,661 | 0,919 | 262,129    | 283,370 | 307,628 |
| 10      | 1,044    | 1,313 | 1,645 | 319,315    | 344,604 | 375,880 |
| 25      | 1,805    | 2,156 | 2,613 | 390,873    | 423,939 | 466,841 |
| 50      | 2,367    | 2,790 | 3,349 | 443,746    | 483,553 | 536,087 |
| 100     | 2,925    | 3,425 | 4,090 | 496,229    | 543,165 | 605,721 |
| 500     | 4,221    | 4,906 | 5,828 | 618,058    | 682,413 | 769,143 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,950   | 0,025    |       | 0,975 | 1,956      |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,395    | 0,661 | 0,974 | 258,278    | 283,370 | 312,783 |
| 10      | 0,997    | 1,313 | 1,719 | 314,961    | 344,604 | 382,822 |
| 25      | 1,746    | 2,156 | 2,717 | 385,359    | 423,939 | 476,608 |
| 50      | 2,297    | 2,790 | 3,478 | 437,185    | 483,553 | 548,151 |
| 100     | 2,844    | 3,425 | 4,243 | 488,544    | 543,165 | 620,160 |
| 500     | 4,110    | 4,906 | 6,042 | 607,600    | 682,413 | 789,275 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 307,628 | 375,880 | 466,841 | 536,087 | 605,721 | 769,143 |
| Xt | 283,370 | 344,604 | 423,939 | 483,553 | 543,165 | 682,413 |
| Xl | 262,129 | 319,315 | 390,873 | 443,746 | 496,229 | 618,058 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

6.- Distribución LOG-PEARSON tipo III

| $\beta$<br>0,850 | $\alpha$<br>0,075 |       | Pa<br>0,925 | Z $\alpha$<br>1,439 |         |         |  |
|------------------|-------------------|-------|-------------|---------------------|---------|---------|--|
| T                | Kl                | Kt    | Ku          | Xl                  | Xt      | Xu      |  |
| 5                | 0,609             | 0,815 | 1,051       | 258,772             | 279,895 | 306,241 |  |
| 10               | 1,078             | 1,317 | 1,604       | 309,421             | 338,831 | 377,987 |  |
| 25               | 1,597             | 1,883 | 2,239       | 376,943             | 420,386 | 481,449 |  |
| 50               | 1,943             | 2,266 | 2,673       | 430,165             | 486,477 | 568,023 |  |
| 100              | 2,264             | 2,623 | 3,079       | 486,088             | 557,305 | 663,030 |  |
| 500              | 2,942             | 3,382 | 3,946       | 629,262             | 743,870 | 922,290 |  |

| $\beta$<br>0,900 | $\alpha$<br>0,050 |       | Pa<br>0,950 | Z $\alpha$<br>1,643 |         |         |  |
|------------------|-------------------|-------|-------------|---------------------|---------|---------|--|
| T                | Kl                | Kt    | Ku          | Xl                  | Xt      | Xu      |  |
| 5                | 0,581             | 0,815 | 1,088       | 256,076             | 279,895 | 310,571 |  |
| 10               | 1,047             | 1,317 | 1,650       | 305,805             | 338,831 | 384,667 |  |
| 25               | 1,560             | 1,883 | 2,297       | 371,761             | 420,386 | 492,199 |  |
| 50               | 1,903             | 2,266 | 2,740       | 423,556             | 486,477 | 582,636 |  |
| 100              | 2,219             | 2,623 | 3,155       | 477,839             | 557,305 | 682,262 |  |
| 500              | 2,888             | 3,382 | 4,040       | 616,312             | 743,870 | 955,707 |  |

| $\beta$<br>0,950 | $\alpha$<br>0,025 |       | Pa<br>0,975 | Z $\alpha$<br>1,956 |         |          |  |
|------------------|-------------------|-------|-------------|---------------------|---------|----------|--|
| T                | Kl                | Kt    | Ku          | Xl                  | Xt      | Xu       |  |
| 5                | 0,540             | 0,815 | 1,147       | 252,041             | 279,895 | 317,603  |  |
| 10               | 1,001             | 1,317 | 1,724       | 300,454             | 338,831 | 395,657  |  |
| 25               | 1,506             | 1,883 | 2,391       | 364,162             | 420,386 | 510,084  |  |
| 50               | 1,842             | 2,266 | 2,848       | 413,909             | 486,477 | 607,106  |  |
| 100              | 2,153             | 2,623 | 3,276       | 465,845             | 557,305 | 714,647  |  |
| 500              | 2,807             | 3,382 | 4,191       | 597,611             | 743,870 | 1012,598 |  |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 310,571 | 384,667 | 492,199 | 582,636 | 682,262 | 955,707 |
| Xt | 279,895 | 338,831 | 420,386 | 486,477 | 557,305 | 743,870 |
| Xl | 256,076 | 305,805 | 371,761 | 423,556 | 477,839 | 616,312 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

7.- Distribución LOG-PEARSON con coeficiente de asimetría del WRC

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |  |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|--|
| 0,850   | 0,075    |       | 0,925 | 1,439      |         |         |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |  |
| 5       | 0,619    | 0,826 | 1,063 | 259,775    | 281,039 | 307,603 |  |
| 10      | 1,069    | 1,307 | 1,593 | 308,326    | 337,533 | 376,377 |  |
| 25      | 1,557    | 1,839 | 2,190 | 371,296    | 413,459 | 472,505 |  |
| 50      | 1,879    | 2,195 | 2,592 | 419,685    | 473,355 | 550,664 |  |
| 100     | 2,173    | 2,522 | 2,964 | 469,487    | 536,145 | 634,426 |  |
| 500     | 2,786    | 3,206 | 3,745 | 592,836    | 695,769 | 854,330 |  |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |  |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|--|
| 0,900   | 0,050    |       | 0,950 | 1,643      |         |         |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |  |
| 5       | 0,591    | 0,826 | 1,100 | 257,064    | 281,039 | 311,973 |  |
| 10      | 1,038    | 1,307 | 1,638 | 304,732    | 337,533 | 382,999 |  |
| 25      | 1,521    | 1,839 | 2,247 | 366,257    | 413,459 | 482,878 |  |
| 50      | 1,839    | 2,195 | 2,657 | 413,369    | 473,355 | 564,475 |  |
| 100     | 2,129    | 2,522 | 3,036 | 461,739    | 536,145 | 652,230 |  |
| 500     | 2,733    | 3,206 | 3,834 | 581,142    | 695,769 | 883,834 |  |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |  |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|--|
| 0,950   | 0,025    |       | 0,975 | 1,956      |         |         |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |  |
| 5       | 0,550    | 0,826 | 1,159 | 253,006    | 281,039 | 319,073 |  |
| 10      | 0,992    | 1,307 | 1,712 | 299,414    | 337,533 | 393,892 |  |
| 25      | 1,467    | 1,839 | 2,339 | 358,862    | 413,459 | 500,122 |  |
| 50      | 1,780    | 2,195 | 2,762 | 404,141    | 473,355 | 587,572 |  |
| 100     | 2,064    | 2,522 | 3,154 | 450,461    | 536,145 | 682,162 |  |
| 500     | 2,656    | 3,206 | 3,979 | 564,229    | 695,769 | 933,939 |  |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 311,973 | 382,999 | 482,878 | 564,475 | 652,230 | 883,834 |
| Xt | 281,039 | 337,533 | 413,459 | 473,355 | 536,145 | 695,769 |
| Xl | 257,064 | 304,732 | 366,257 | 413,369 | 461,739 | 581,142 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci Esca en Sigües \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

F.- RESÚMEN

| FUNCIÓN           | T <sub>-</sub> | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|-------------------|----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1 GÜMBEL          |                | 297,048 | 357,112 | 433,003 | 489,303 | 545,187 | 674,327 |
| 2 NORMAL          |                | 300,299 | 341,695 | 385,824 | 414,323 | 439,953 | 491,827 |
| 3 LOG-NORMAL      |                | 282,744 | 334,355 | 399,789 | 448,706 | 497,789 | 614,174 |
| 4 CHOW            |                | 288,829 | 343,842 | 413,351 | 464,917 | 516,102 | 634,382 |
| 5 PEARSON III     |                | 283,370 | 344,604 | 423,939 | 483,553 | 543,165 | 682,413 |
| 6 LOG-PEARSON III |                | 279,895 | 338,831 | 420,386 | 486,477 | 557,305 | 743,870 |
| 7 LOG-PEARSON WRC |                | 281,039 | 337,533 | 413,459 | 473,355 | 536,145 | 695,769 |

**RÍO SOTÓN EN ORTILLA.**



\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* PROGRAMA DE ESTADISTICA HIDROLOGICA DE VALORES EXTREMOS (EHVE) \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

A.- DATOS DE LA SERIE HIDROLOGICA

| No | <----- Cronológica ----> |         | <----- Ordenada -----> |         |       |       |         |          |
|----|--------------------------|---------|------------------------|---------|-------|-------|---------|----------|
|    | Año                      | Directa | Logarít.               | Año     | T     | F     | Directa | Logarít. |
| 1  | 1993-94                  | 79,10   | 1,8982                 | 1999-00 | 16,00 | 0,938 | 187,60  | 2,2732   |
| 2  | 1994-95                  | 163,20  | 2,2127                 | 2003-04 | 8,00  | 0,875 | 183,80  | 2,2643   |
| 3  | 1995-96                  | 174,40  | 2,2415                 | 1995-96 | 5,33  | 0,813 | 174,40  | 2,2415   |
| 4  | 1996-97                  | 115,00  | 2,0607                 | 1994-95 | 4,00  | 0,750 | 163,20  | 2,2127   |
| 5  | 1997-98                  | 133,20  | 2,1245                 | 2000-01 | 3,20  | 0,688 | 159,40  | 2,2025   |
| 6  | 1998-99                  | 44,80   | 1,6513                 | 1997-98 | 2,67  | 0,625 | 133,20  | 2,1245   |
| 7  | 1999-00                  | 187,60  | 2,2732                 | 1996-97 | 2,29  | 0,563 | 115,00  | 2,0607   |
| 8  | 2000-01                  | 159,40  | 2,2025                 | 2006-07 | 2,00  | 0,500 | 98,34   | 1,9927   |
| 9  | 2001-02                  | 85,80   | 1,9335                 | 2001-02 | 1,78  | 0,438 | 85,80   | 1,9335   |
| 10 | 2002-03                  | 79,80   | 1,9020                 | 2002-03 | 1,60  | 0,375 | 79,80   | 1,9020   |
| 11 | 2003-04                  | 183,80  | 2,2643                 | 1993-94 | 1,45  | 0,313 | 79,10   | 1,8982   |
| 12 | 2005-06                  | 41,80   | 1,6212                 | 2007-08 | 1,33  | 0,250 | 58,81   | 1,7695   |
| 13 | 2006-07                  | 98,34   | 1,9927                 | 2008-09 | 1,23  | 0,188 | 55,38   | 1,7434   |
| 14 | 2007-08                  | 58,81   | 1,7695                 | 1998-99 | 1,14  | 0,125 | 44,80   | 1,6513   |
| 15 | 2008-09                  | 55,38   | 1,7434                 | 2005-06 | 1,07  | 0,063 | 41,80   | 1,6212   |

B.- ESTADISTICOS DE LA SERIE:

|  | Normal     | Logarítmica |
|--|------------|-------------|
| Media                                    | : 110,6953 | 1,9927      |
| Desviación estándar (s)                  | : 52,4654  | 0,2262      |
| Coeficiente de asimetría (oblicuidad) Cs | : 0,2142   | -0,2820     |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qc1 SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

C.- DEFINICION DE FUNCIONES DE DISTRIBUCION

1.- Función de distribución de valores extremos tipo I (EVI) (Gümbel)

parámetro  $\alpha$  : 51,4064  
 parámetro u (moda de la distribución EVI): 84,3341

| T (años) | Xt       |
|----------|----------|
| 5        | 161,4407 |
| 10       | 200,0174 |
| 25       | 248,7593 |
| 50       | 284,9188 |
| 100      | 320,8113 |
| 500      | 403,7534 |

2.- Método de factor de frecuencia Kt para:

a.- Distribución normal. Distribución log-normal.

| T (años) | Kt     | Xt       | Kt     | Xt       |
|----------|--------|----------|--------|----------|
| 5        | 0,8415 | 154,8427 | 0,8415 | 152,4243 |
| 10       | 1,2817 | 177,9417 | 1,2817 | 191,7029 |
| 25       | 1,7511 | 202,5662 | 1,7511 | 244,7816 |
| 50       | 2,0542 | 218,4691 | 2,0542 | 286,6369 |
| 100      | 2,3268 | 232,7710 | 2,3268 | 330,3574 |
| 500      | 2,8785 | 261,7173 | 2,8785 | 440,3157 |

b.- Valor extremo tipo I (Chow,1953)

| T (años) | Kt     | Xt       |
|----------|--------|----------|
| 5        | 0,7195 | 148,4419 |
| 10       | 1,3046 | 179,1397 |
| 25       | 2,0438 | 217,9265 |
| 50       | 2,5923 | 246,7007 |
| 100      | 3,1367 | 275,2625 |
| 500      | 4,3947 | 341,2643 |

c.- Distrib. Pearson tipo III. Distrib. Log-Pearson III.

| T (años) | Kt     | Xt       | Kt     | Xt       |
|----------|--------|----------|--------|----------|
| 5        | 0,8292 | 154,1973 | 0,8519 | 153,2535 |
| 10       | 1,3023 | 179,0200 | 1,2475 | 188,3133 |
| 25       | 1,8226 | 206,3177 | 1,6504 | 232,2776 |
| 50       | 2,1675 | 224,4115 | 1,9005 | 264,5896 |
| 100      | 2,4836 | 240,9989 | 2,1188 | 296,4417 |
| 500      | 3,1411 | 275,4953 | 2,5417 | 369,4708 |

d.- Distrib. del WRC para Log-Pearson III.

| T (años) | Cw      | Kt     | Xt       |
|----------|---------|--------|----------|
| 5        | -0,1848 | 0,8490 | 153,0270 |
| 10       | -0,1848 | 1,2602 | 189,5637 |
| 25       | -0,1848 | 1,6859 | 236,6086 |
| 50       | -0,1848 | 1,9540 | 272,0583 |
| 100      | -0,1848 | 2,1905 | 307,7274 |
| 500      | -0,1848 | 2,6564 | 392,2170 |

- Prueba de datos dudosos para la distribución del WRC

Yh = 2,5009                      Yl = 1,4846

\*\* Todos los datos están dentro de los límites de confianza \*\*

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

D.- ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

1.- Método del error cuadrático mínimo:

| No. | Año     | Obsev.<br>Xe | T     | <----- Estimado -----> |        |           |        |        |           |        |
|-----|---------|--------------|-------|------------------------|--------|-----------|--------|--------|-----------|--------|
|     |         |              |       | EVI                    | Normal | LogNormal | Chow   | Pear.  | Log-Pear. | WRC    |
| 1   | 1999-00 | 187,60       | 16,00 | 225,21                 | 191,20 | 218,67    | 199,19 | 193,61 | 211,10    | 213,77 |
| 2   | 2003-04 | 183,80       | 8,00  | 187,84                 | 171,05 | 179,03    | 169,45 | 171,54 | 177,26    | 177,95 |
| 3   | 1995-96 | 174,40       | 5,33  | 165,14                 | 157,23 | 156,08    | 151,39 | 156,73 | 156,62    | 156,50 |
| 4   | 1994-95 | 163,20       | 4,00  | 148,38                 | 146,07 | 139,71    | 138,05 | 144,96 | 141,38    | 140,85 |
| 5   | 2000-01 | 159,40       | 3,20  | 134,80                 | 136,32 | 126,82    | 127,24 | 134,83 | 129,06    | 128,32 |
| 6   | 1997-98 | 133,20       | 2,67  | 123,15                 | 127,39 | 116,07    | 117,97 | 125,67 | 118,56    | 117,72 |
| 7   | 1996-97 | 115,00       | 2,29  | 112,75                 | 118,93 | 106,72    | 109,70 | 117,09 | 109,25    | 108,39 |
| 8   | 2006-07 | 98,34        | 2,00  | 103,18                 | 110,70 | 98,34     | 102,08 | 108,82 | 100,78    | 99,93  |
| 9   | 2001-02 | 85,80        | 1,78  | 94,12                  | 102,46 | 90,62     | 94,87  | 100,66 | 92,84     | 92,07  |
| 10  | 2002-03 | 79,80        | 1,60  | 85,33                  | 94,00  | 83,33     | 87,88  | 92,36  | 85,24     | 84,56  |
| 11  | 1993-94 | 79,10        | 1,45  | 76,56                  | 85,07  | 76,26     | 80,90  | 83,71  | 77,78     | 77,23  |
| 12  | 2007-08 | 58,81        | 1,33  | 67,54                  | 75,32  | 69,23     | 73,72  | 74,39  | 70,25     | 69,88  |
| 13  | 2008-09 | 55,38        | 1,23  | 57,85                  | 64,16  | 61,96     | 66,01  | 63,86  | 62,40     | 62,22  |
| 14  | 1998-99 | 44,80        | 1,14  | 46,70                  | 50,34  | 54,02     | 57,14  | 51,06  | 53,71     | 53,79  |
| 15  | 2005-06 | 41,80        | 1,07  | 31,91                  | 30,19  | 44,23     | 45,37  | 32,85  | 42,88     | 43,32  |

| No. | Año     | T     | <----- Error cuadrático -----> |        |           |         |        |           |        |
|-----|---------|-------|--------------------------------|--------|-----------|---------|--------|-----------|--------|
|     |         |       | EVI                            | Normal | LogNormal | Chow    | Pear.  | Log-Pear. | WRC    |
| 1   | 1999-00 | 16,00 | 1414,74                        | 12,96  | 965,12    | 134,31  | 36,12  | 552,16    | 685,08 |
| 2   | 2003-04 | 8,00  | 16,30                          | 162,48 | 22,72     | 206,01  | 150,34 | 42,78     | 34,22  |
| 3   | 1995-96 | 5,33  | 85,70                          | 294,70 | 335,46    | 529,56  | 312,18 | 316,07    | 320,43 |
| 4   | 1994-95 | 4,00  | 219,59                         | 293,54 | 551,83    | 632,53  | 332,58 | 476,11    | 499,57 |
| 5   | 2000-01 | 3,20  | 605,30                         | 532,81 | 1061,29   | 1034,26 | 603,69 | 920,26    | 965,95 |
| 6   | 1997-98 | 2,67  | 101,07                         | 33,76  | 293,51    | 231,98  | 56,75  | 214,37    | 239,78 |
| 7   | 1996-97 | 2,29  | 5,07                           | 15,46  | 68,54     | 28,14   | 4,35   | 33,01     | 43,75  |
| 8   | 2006-07 | 2,00  | 23,38                          | 152,65 | 0,00      | 13,96   | 109,92 | 5,93      | 2,54   |
| 9   | 2001-02 | 1,78  | 69,20                          | 277,52 | 23,27     | 82,26   | 220,68 | 49,59     | 39,26  |
| 10  | 2002-03 | 1,60  | 30,57                          | 201,66 | 12,43     | 65,22   | 157,78 | 29,56     | 22,67  |
| 11  | 1993-94 | 1,45  | 6,43                           | 35,68  | 8,07      | 3,24    | 21,26  | 1,75      | 3,49   |
| 12  | 2007-08 | 1,33  | 76,27                          | 272,70 | 108,49    | 222,37  | 242,63 | 130,98    | 122,47 |
| 13  | 2008-09 | 1,23  | 6,10                           | 77,04  | 43,34     | 112,96  | 71,94  | 49,24     | 46,82  |
| 14  | 1998-99 | 1,14  | 3,61                           | 30,66  | 85,02     | 152,17  | 39,22  | 79,31     | 80,80  |
| 15  | 2005-06 | 1,07  | 97,80                          | 134,78 | 5,90      | 12,73   | 80,11  | 1,17      | 2,31   |

|                    |       |       |       |       |       |       |       |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Error cuadrático = | 52,55 | 50,28 | 59,87 | 58,84 | 49,39 | 53,87 | 55,76 |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|

Mejor ajuste ---> Distribución PEARSON tipo III o GAMMA DE TRES PARAMETROS

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

2.- Test de la Xi2:

| Li     | Ls     | Mc     | n°val.<br>obser. | n° valores estimados |        |           |      |       |           |      |  |
|--------|--------|--------|------------------|----------------------|--------|-----------|------|-------|-----------|------|--|
|        |        |        |                  | EVI                  | Normal | LogNormal | Chow | Pear. | Log-Pear. | WRC  |  |
| 15,63  | 46,90  | 31,27  | 2,00             | 1,56                 | 1,16   | 1,15      | 0,99 | 1,22  | 1,24      | 1,22 |  |
| 46,90  | 78,17  | 62,53  | 2,00             | 2,97                 | 2,34   | 3,78      | 3,30 | 2,49  | 3,49      | 3,58 |  |
| 78,17  | 109,43 | 93,80  | 4,00             | 3,26                 | 3,34   | 3,78      | 4,08 | 3,46  | 3,73      | 3,74 |  |
| 109,43 | 140,70 | 125,07 | 2,00             | 2,62                 | 3,40   | 2,60      | 3,05 | 3,30  | 2,75      | 2,70 |  |
| 140,70 | 171,97 | 156,33 | 2,00             | 1,77                 | 2,43   | 1,56      | 1,77 | 2,28  | 1,71      | 1,66 |  |
| 171,97 | 203,23 | 187,60 | 3,00             | 1,08                 | 1,24   | 0,90      | 0,92 | 1,18  | 0,98      | 0,95 |  |

| Li     | Ls     | Mc     | n°val.<br>obser. | parámetro estadístico |        |           |      |       |           |      |  |
|--------|--------|--------|------------------|-----------------------|--------|-----------|------|-------|-----------|------|--|
|        |        |        |                  | EVI                   | Normal | LogNormal | Chow | Pear. | Log-Pear. | WRC  |  |
| 15,63  | 46,90  | 31,27  | 2,00             | 0,13                  | 0,61   | 0,63      | 1,02 | 0,50  | 0,47      | 0,49 |  |
| 46,90  | 78,17  | 62,53  | 2,00             | 0,32                  | 0,05   | 0,84      | 0,51 | 0,10  | 0,64      | 0,70 |  |
| 78,17  | 109,43 | 93,80  | 4,00             | 0,17                  | 0,13   | 0,01      | 0,00 | 0,08  | 0,02      | 0,02 |  |
| 109,43 | 140,70 | 125,07 | 2,00             | 0,15                  | 0,57   | 0,14      | 0,36 | 0,51  | 0,20      | 0,18 |  |
| 140,70 | 171,97 | 156,33 | 2,00             | 0,03                  | 0,08   | 0,12      | 0,03 | 0,03  | 0,05      | 0,07 |  |
| 171,97 | 203,23 | 187,60 | 3,00             | 3,41                  | 2,51   | 4,91      | 4,72 | 2,80  | 4,17      | 4,42 |  |

|           |           |   |      |      |      |      |      |      |      |
|-----------|-----------|---|------|------|------|------|------|------|------|
| Niv.conf. | Xi2       | = | 4,20 | 3,95 | 6,65 | 6,64 | 4,03 | 5,54 | 5,88 |
| 0,950     | Xi2.t     | = | 7,81 | 7,81 | 7,81 | 7,81 | 5,99 | 5,99 | 5,99 |
|           | Parámetro | = | 0,54 | 0,51 | 0,85 | 0,85 | 0,67 | 0,93 | 0,98 |
|           | Test      | = | Si   | Si   | Si   | Si   | Si   | Si   | Si   |

Mejor ajuste ---> Distribución NORMAL con factor de frecuencia

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

3.- Test de Kolmogorov-Smirnov:

| No. | Año     | Xm     | F observ. | <----- F estimada -----> |        |           |       |       |           |       |
|-----|---------|--------|-----------|--------------------------|--------|-----------|-------|-------|-----------|-------|
|     |         |        |           | EVI                      | Normal | LogNormal | Chow  | Pear. | Log-Pear. | WRC   |
| 1   | 1999-00 | 187,60 | 0,938     | 0,874                    | 0,929  | 0,893     | 0,918 | 0,924 | 0,899     | 0,896 |
| 2   | 2003-04 | 183,80 | 0,875     | 0,866                    | 0,918  | 0,885     | 0,910 | 0,914 | 0,890     | 0,888 |
| 3   | 1995-96 | 174,40 | 0,813     | 0,841                    | 0,888  | 0,864     | 0,888 | 0,885 | 0,868     | 0,866 |
| 4   | 1994-95 | 163,20 | 0,750     | 0,806                    | 0,842  | 0,835     | 0,856 | 0,842 | 0,835     | 0,835 |
| 5   | 2000-01 | 159,40 | 0,688     | 0,793                    | 0,823  | 0,823     | 0,843 | 0,825 | 0,822     | 0,822 |
| 6   | 1997-98 | 133,20 | 0,625     | 0,679                    | 0,666  | 0,720     | 0,723 | 0,677 | 0,710     | 0,713 |
| 7   | 1996-97 | 115,00 | 0,563     | 0,577                    | 0,532  | 0,618     | 0,603 | 0,547 | 0,602     | 0,608 |
| 8   | 2006-07 | 98,34  | 0,500     | 0,467                    | 0,407  | 0,500     | 0,468 | 0,420 | 0,481     | 0,487 |
| 9   | 2001-02 | 85,80  | 0,438     | 0,378                    | 0,317  | 0,396     | 0,356 | 0,327 | 0,379     | 0,385 |
| 10  | 2002-03 | 79,80  | 0,375     | 0,335                    | 0,278  | 0,343     | 0,302 | 0,285 | 0,329     | 0,334 |
| 11  | 1993-94 | 79,10  | 0,313     | 0,330                    | 0,273  | 0,337     | 0,296 | 0,280 | 0,324     | 0,329 |
| 12  | 2007-08 | 58,81  | 0,250     | 0,193                    | 0,161  | 0,161     | 0,136 | 0,160 | 0,161     | 0,160 |
| 13  | 2008-09 | 55,38  | 0,188     | 0,173                    | 0,145  | 0,134     | 0,113 | 0,143 | 0,135     | 0,135 |
| 14  | 1998-99 | 44,80  | 0,125     | 0,116                    | 0,103  | 0,064     | 0,059 | 0,099 | 0,071     | 0,069 |
| 15  | 2005-06 | 41,80  | 0,063     | 0,102                    | 0,095  | 0,049     | 0,048 | 0,088 | 0,056     | 0,054 |

| No. | Año     | <----- Fo - Fe -----> |        |           |       |       |           |       |
|-----|---------|-----------------------|--------|-----------|-------|-------|-----------|-------|
|     |         | EVI                   | Normal | LogNormal | Chow  | Pear. | Log-Pear. | WRC   |
| 1   | 1999-00 | 0,063                 | 0,009  | 0,045     | 0,020 | 0,014 | 0,039     | 0,041 |
| 2   | 2003-04 | 0,009                 | 0,043  | 0,010     | 0,035 | 0,039 | 0,015     | 0,013 |
| 3   | 1995-96 | 0,028                 | 0,075  | 0,052     | 0,076 | 0,073 | 0,055     | 0,054 |
| 4   | 1994-95 | 0,056                 | 0,092  | 0,085     | 0,106 | 0,092 | 0,085     | 0,085 |
| 5   | 2000-01 | 0,105                 | 0,136  | 0,136     | 0,156 | 0,138 | 0,135     | 0,135 |
| 6   | 1997-98 | 0,054                 | 0,041  | 0,095     | 0,098 | 0,052 | 0,085     | 0,088 |
| 7   | 1996-97 | 0,014                 | 0,030  | 0,056     | 0,041 | 0,016 | 0,039     | 0,045 |
| 8   | 2006-07 | 0,033                 | 0,093  | 0,000     | 0,032 | 0,080 | 0,019     | 0,013 |
| 9   | 2001-02 | 0,059                 | 0,121  | 0,042     | 0,081 | 0,111 | 0,058     | 0,052 |
| 10  | 2002-03 | 0,040                 | 0,097  | 0,032     | 0,073 | 0,090 | 0,046     | 0,041 |
| 11  | 1993-94 | 0,018                 | 0,040  | 0,025     | 0,017 | 0,033 | 0,011     | 0,016 |
| 12  | 2007-08 | 0,057                 | 0,089  | 0,089     | 0,114 | 0,090 | 0,089     | 0,090 |
| 13  | 2008-09 | 0,015                 | 0,043  | 0,054     | 0,075 | 0,044 | 0,052     | 0,052 |
| 14  | 1998-99 | 0,009                 | 0,022  | 0,061     | 0,066 | 0,026 | 0,054     | 0,056 |
| 15  | 2005-06 | 0,039                 | 0,032  | 0,013     | 0,015 | 0,026 | 0,006     | 0,009 |

|               |   |       |       |       |       |       |       |       |
|---------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| No            | = | 5     | 5     | 5     | 5     | 5     | 5     | 5     |
| max   Fo - Fe | = | 0,105 | 0,136 | 0,136 | 0,156 | 0,138 | 0,135 | 0,135 |

Mejor ajuste ---> Distribución de GUMBEL tipo I (EVI)

\*\*\*\*\*  
\*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
\*\*\*\*\*

-----  
4.- RESUMEN DE LOS TEST DE ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD ( \* ---> mejor test )

| Test                | EVI   | Normal | LogNormal | Chow  | Pear.  | Log-Pear. | WRC   |
|---------------------|-------|--------|-----------|-------|--------|-----------|-------|
| Error cuadrát. mín. | 52,55 | 50,28  | 59,87     | 58,84 | 49,39* | 53,87     | 55,76 |
| De la Xi2 (0,950)   | 0,54  | 0,51*  | 0,85      | 0,85  | 0,67   | 0,93      | 0,98  |
| Kolmogorov-Smirnov  | 0,11* | 0,14   | 0,14      | 0,16  | 0,14   | 0,13      | 0,13  |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

E.- LÍMITES DE CONFIANZA

1.- Distribución de GUMBEL tipo I (EVI)

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|
| 0,850   | 0,075    |       | 0,925 | 1,439     |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl        | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,565    | 0,967 | 1,524 | 140,340   | 161,441 | 190,651 |
| 10      | 1,207    | 1,702 | 2,470 | 174,003   | 200,017 | 240,307 |
| 25      | 1,978    | 2,632 | 3,706 | 214,455   | 248,759 | 305,128 |
| 50      | 2,537    | 3,321 | 4,635 | 243,796   | 284,919 | 353,885 |
| 100     | 3,087    | 4,005 | 5,563 | 272,638   | 320,811 | 402,564 |
| 500     | 4,346    | 5,586 | 7,718 | 338,731   | 403,753 | 515,610 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|
| 0,900   | 0,050    |       | 0,950 | 1,643     |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl        | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,514    | 0,967 | 1,627 | 137,660   | 161,441 | 196,051 |
| 10      | 1,148    | 1,702 | 2,620 | 170,942   | 200,017 | 248,155 |
| 25      | 1,904    | 2,632 | 3,921 | 210,583   | 248,759 | 316,400 |
| 50      | 2,450    | 3,321 | 4,900 | 239,222   | 284,919 | 367,797 |
| 100     | 2,985    | 4,005 | 5,879 | 267,325   | 320,811 | 419,139 |
| 500     | 4,211    | 5,586 | 8,152 | 331,630   | 403,753 | 538,419 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|
| 0,950   | 0,025    |       | 0,975 | 1,956     |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl        | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,437    | 0,967 | 1,804 | 133,616   | 161,441 | 205,337 |
| 10      | 1,063    | 1,702 | 2,882 | 166,443   | 200,017 | 261,881 |
| 25      | 1,797    | 2,632 | 4,300 | 204,971   | 248,759 | 336,273 |
| 50      | 2,324    | 3,321 | 5,369 | 232,624   | 284,919 | 392,391 |
| 100     | 2,840    | 4,005 | 6,438 | 259,682   | 320,811 | 448,485 |
| 500     | 4,017    | 5,586 | 8,924 | 321,447   | 403,753 | 578,872 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 196,051 | 248,155 | 316,400 | 367,797 | 419,139 | 538,419 |
| Xt | 161,441 | 200,017 | 248,759 | 284,919 | 320,811 | 403,753 |
| Xl | 137,660 | 170,942 | 210,583 | 239,222 | 267,325 | 331,630 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

2.- Distribución NORMAL con factor de frecuencia

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|
| 0,850   | Kl       | 0,075 | 0,925 | Xl        | Xt      | Xu      |
| T       |          | Kt    | Ku    |           |         |         |
| 5       | 0,450    | 0,841 | 1,367 | 134,313   | 154,843 | 182,428 |
| 10      | 0,845    | 1,282 | 1,924 | 155,017   | 177,942 | 211,613 |
| 25      | 1,248    | 1,751 | 2,534 | 176,160   | 202,566 | 243,655 |
| 50      | 1,502    | 2,054 | 2,935 | 189,493   | 218,469 | 264,669 |
| 100     | 1,728    | 2,327 | 3,298 | 201,337   | 232,771 | 283,715 |
| 500     | 2,179    | 2,879 | 4,038 | 225,013   | 261,717 | 322,557 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|
| 0,900   | Kl       | 0,050 | 0,950 | Xl        | Xt      | Xu      |
| T       |          | Kt    | Ku    |           |         |         |
| 5       | 0,399    | 0,841 | 1,463 | 131,653   | 154,843 | 187,454 |
| 10      | 0,791    | 1,282 | 2,046 | 152,219   | 177,942 | 218,016 |
| 25      | 1,189    | 1,751 | 2,687 | 173,063   | 202,566 | 251,676 |
| 50      | 1,438    | 2,054 | 3,109 | 186,152   | 218,469 | 273,786 |
| 100     | 1,659    | 2,327 | 3,491 | 197,754   | 232,771 | 293,840 |
| 500     | 2,100    | 2,879 | 4,271 | 220,896   | 261,717 | 334,768 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | $Z\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|-----------|---------|---------|
| 0,950   | Kl       | 0,025 | 0,975 | Xl        | Xt      | Xu      |
| T       |          | Kt    | Ku    |           |         |         |
| 5       | 0,322    | 0,841 | 1,627 | 127,612   | 154,843 | 196,055 |
| 10      | 0,712    | 1,282 | 2,257 | 148,055   | 177,942 | 229,126 |
| 25      | 1,102    | 1,751 | 2,955 | 168,516   | 202,566 | 265,713 |
| 50      | 1,345    | 2,054 | 3,414 | 181,275   | 218,469 | 289,796 |
| 100     | 1,560    | 2,327 | 3,830 | 192,544   | 232,771 | 311,660 |
| 500     | 1,987    | 2,879 | 4,682 | 214,941   | 261,717 | 356,323 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 187,454 | 218,016 | 251,676 | 273,786 | 293,840 | 334,768 |
| Xt | 154,843 | 177,942 | 202,566 | 218,469 | 232,771 | 261,717 |
| Xl | 131,653 | 152,219 | 173,063 | 186,152 | 197,754 | 220,896 |



\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

3.- Distribución LOG-NORMAL con factor de frecuencia

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,850   | 0,075    |       | 0,925 | 1,439      |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,450    | 0,841 | 1,367 | 124,324    | 152,424 | 200,432 |
| 10      | 0,845    | 1,282 | 1,924 | 152,688    | 191,703 | 267,781 |
| 25      | 1,248    | 1,751 | 2,534 | 188,342    | 244,782 | 368,046 |
| 50      | 1,502    | 2,054 | 2,935 | 214,992    | 286,637 | 453,408 |
| 100     | 1,728    | 2,327 | 3,298 | 241,812    | 330,357 | 547,759 |
| 500     | 2,179    | 2,879 | 4,038 | 305,873    | 440,316 | 805,430 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,900   | 0,050    |       | 0,950 | 1,643      |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,399    | 0,841 | 1,463 | 121,085    | 152,424 | 210,685 |
| 10      | 0,791    | 1,282 | 2,046 | 148,506    | 191,703 | 285,350 |
| 25      | 1,189    | 1,751 | 2,687 | 182,640    | 244,782 | 398,546 |
| 50      | 1,438    | 2,054 | 3,109 | 207,980    | 286,637 | 496,353 |
| 100     | 1,659    | 2,327 | 3,491 | 233,364    | 330,357 | 605,674 |
| 500     | 2,100    | 2,879 | 4,271 | 293,627    | 440,316 | 909,217 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |          |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|----------|
| 0,950   | 0,025    |       | 0,975 | 1,956      |         |          |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu       |
| 5       | 0,322    | 0,841 | 1,627 | 116,324    | 152,424 | 229,463  |
| 10      | 0,712    | 1,282 | 2,257 | 142,493    | 191,703 | 318,618  |
| 25      | 1,102    | 1,751 | 2,955 | 174,580    | 244,782 | 458,129  |
| 50      | 1,345    | 2,054 | 3,414 | 198,151    | 286,637 | 581,839  |
| 100     | 1,560    | 2,327 | 3,830 | 221,603    | 330,357 | 722,861  |
| 500     | 1,987    | 2,879 | 4,682 | 276,773    | 440,316 | 1126,118 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 210,685 | 285,350 | 398,546 | 496,353 | 605,674 | 909,217 |
| Xt | 152,424 | 191,703 | 244,782 | 286,637 | 330,357 | 440,316 |
| Xl | 121,085 | 148,506 | 182,640 | 207,980 | 233,364 | 293,627 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

4.- Distribución EVI con factor de frecuencia de CHOW

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,850   |          | 0,075 | 0,925 | 1,439      |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,337    | 0,719 | 1,217 | 128,360    | 148,442 | 174,556 |
| 10      | 0,865    | 1,305 | 1,953 | 156,064    | 179,140 | 213,154 |
| 25      | 1,493    | 2,044 | 2,921 | 189,041    | 217,926 | 263,949 |
| 50      | 1,946    | 2,592 | 3,653 | 212,772    | 246,701 | 302,365 |
| 100     | 2,388    | 3,137 | 4,386 | 235,995    | 275,262 | 340,830 |
| 500     | 3,398    | 4,395 | 6,093 | 288,992    | 341,264 | 430,385 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,900   |          | 0,050 | 0,950 | 1,643      |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,286    | 0,719 | 1,306 | 125,702    | 148,442 | 179,238 |
| 10      | 0,811    | 1,305 | 2,076 | 153,254    | 179,140 | 219,632 |
| 25      | 1,430    | 2,044 | 3,094 | 185,709    | 217,926 | 273,028 |
| 50      | 1,873    | 2,592 | 3,865 | 208,938    | 246,701 | 313,488 |
| 100     | 2,305    | 3,137 | 4,638 | 231,614    | 275,262 | 354,031 |
| 500     | 3,289    | 4,395 | 6,438 | 283,246    | 341,264 | 448,489 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,950   |          | 0,025 | 0,975 | 1,956      |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,208    | 0,719 | 1,458 | 121,632    | 148,442 | 187,206 |
| 10      | 0,732    | 1,305 | 2,291 | 149,077    | 179,140 | 230,880 |
| 25      | 1,337    | 2,044 | 3,398 | 180,844    | 217,926 | 288,969 |
| 50      | 1,767    | 2,592 | 4,239 | 203,379    | 246,701 | 333,096 |
| 100     | 2,184    | 3,137 | 5,083 | 225,287    | 275,262 | 377,357 |
| 500     | 3,131    | 4,395 | 7,050 | 274,989    | 341,264 | 480,562 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 179,238 | 219,632 | 273,028 | 313,488 | 354,031 | 448,489 |
| Xt | 148,442 | 179,140 | 217,926 | 246,701 | 275,262 | 341,264 |
| Xl | 125,702 | 153,254 | 185,709 | 208,938 | 231,614 | 283,246 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

5.- Distribución PEARSON tipo III o GAMMA DE TRES PARAMETROS

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |  |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|--|
| 0,850   | 0,075    |       | 0,925 | 1,439      |         |         |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |  |
| 5       | 0,439    | 0,829 | 1,352 | 133,718    | 154,197 | 181,629 |  |
| 10      | 0,863    | 1,302 | 1,950 | 155,959    | 179,020 | 213,000 |  |
| 25      | 1,308    | 1,823 | 2,628 | 179,323    | 206,318 | 248,594 |  |
| 50      | 1,596    | 2,167 | 3,085 | 194,428    | 224,412 | 272,568 |  |
| 100     | 1,857    | 2,484 | 3,508 | 208,101    | 240,999 | 294,721 |  |
| 500     | 2,392    | 3,141 | 4,392 | 236,184    | 275,495 | 341,144 |  |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |  |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|--|
| 0,900   | 0,050    |       | 0,950 | 1,643      |         |         |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |  |
| 5       | 0,388    | 0,829 | 1,447 | 131,059    | 154,197 | 186,620 |  |
| 10      | 0,809    | 1,302 | 2,073 | 153,151    | 179,020 | 219,470 |  |
| 25      | 1,248    | 1,823 | 2,786 | 176,172    | 206,318 | 256,870 |  |
| 50      | 1,530    | 2,167 | 3,267 | 190,989    | 224,412 | 282,102 |  |
| 100     | 1,785    | 2,484 | 3,712 | 204,372    | 240,999 | 305,434 |  |
| 500     | 2,308    | 3,141 | 4,644 | 231,798    | 275,495 | 354,363 |  |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |  |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|--|
| 0,950   | 0,025    |       | 0,975 | 1,956      |         |         |  |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |  |
| 5       | 0,311    | 0,829 | 1,610 | 127,016    | 154,197 | 195,156 |  |
| 10      | 0,730    | 1,302 | 2,287 | 148,975    | 179,020 | 230,704 |  |
| 25      | 1,160    | 1,823 | 3,062 | 171,551    | 206,318 | 271,368 |  |
| 50      | 1,435    | 2,167 | 3,586 | 185,977    | 224,412 | 298,860 |  |
| 100     | 1,682    | 2,484 | 4,071 | 198,958    | 240,999 | 324,307 |  |
| 500     | 2,188    | 3,141 | 5,090 | 225,464    | 275,495 | 377,719 |  |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 186,620 | 219,470 | 256,870 | 282,102 | 305,434 | 354,363 |
| Xt | 154,197 | 179,020 | 206,318 | 224,412 | 240,999 | 275,495 |
| Xl | 131,059 | 153,151 | 176,172 | 190,989 | 204,372 | 231,798 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

6.- Distribución LOG-PEARSON tipo III

| $\beta$<br>0,850 | $\alpha$<br>0,075 |       | Pa<br>0,925 | Z $\alpha$<br>1,439 |         |         |  |
|------------------|-------------------|-------|-------------|---------------------|---------|---------|--|
| T                | Kl                | Kt    | Ku          | Xl                  | Xt      | Xu      |  |
| 5                | 0,460             | 0,852 | 1,380       | 124,947             | 153,253 | 201,784 |  |
| 10               | 0,815             | 1,247 | 1,880       | 150,320             | 188,313 | 261,719 |  |
| 25               | 1,162             | 1,650 | 2,402       | 180,155             | 232,278 | 343,573 |  |
| 50               | 1,374             | 1,900 | 2,731       | 201,088             | 264,590 | 407,803 |  |
| 100              | 1,556             | 2,119 | 3,021       | 221,089             | 296,442 | 474,126 |  |
| 500              | 1,904             | 2,542 | 3,585       | 265,094             | 369,471 | 636,249 |  |

| $\beta$<br>0,900 | $\alpha$<br>0,050 |       | Pa<br>0,950 | Z $\alpha$<br>1,643 |         |         |  |
|------------------|-------------------|-------|-------------|---------------------|---------|---------|--|
| T                | Kl                | Kt    | Ku          | Xl                  | Xt      | Xu      |  |
| 5                | 0,409             | 0,852 | 1,477       | 121,690             | 153,253 | 212,170 |  |
| 10               | 0,762             | 1,247 | 1,999       | 146,227             | 188,313 | 278,577 |  |
| 25               | 1,105             | 1,650 | 2,548       | 174,829             | 232,278 | 370,731 |  |
| 50               | 1,312             | 1,900 | 2,894       | 194,776             | 264,590 | 443,956 |  |
| 100              | 1,491             | 2,119 | 3,199       | 213,760             | 296,442 | 520,257 |  |
| 500              | 1,832             | 2,542 | 3,794       | 255,320             | 369,471 | 709,172 |  |

| $\beta$<br>0,950 | $\alpha$<br>0,025 |       | Pa<br>0,975 | Z $\alpha$<br>1,956 |         |         |  |
|------------------|-------------------|-------|-------------|---------------------|---------|---------|--|
| T                | Kl                | Kt    | Ku          | Xl                  | Xt      | Xu      |  |
| 5                | 0,332             | 0,852 | 1,642       | 116,906             | 153,253 | 231,207 |  |
| 10               | 0,683             | 1,247 | 2,207       | 140,334             | 188,313 | 310,423 |  |
| 25               | 1,020             | 1,650 | 2,803       | 167,276             | 232,278 | 423,443 |  |
| 50               | 1,223             | 1,900 | 3,180       | 185,891             | 264,590 | 515,245 |  |
| 100              | 1,396             | 2,119 | 3,512       | 203,504             | 296,442 | 612,446 |  |
| 500              | 1,727             | 2,542 | 4,161       | 241,777             | 369,471 | 858,612 |  |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 212,170 | 278,577 | 370,731 | 443,956 | 520,257 | 709,172 |
| Xt | 153,253 | 188,313 | 232,278 | 264,590 | 296,442 | 369,471 |
| Xl | 121,690 | 146,227 | 174,829 | 194,776 | 213,760 | 255,320 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qci SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

7.- Distribución LOG-PEARSON con coeficiente de asimetría del WRC

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,850   | 0,075    |       | 0,925 | 1,439      |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,457    | 0,849 | 1,377 | 124,777    | 153,027 | 201,414 |
| 10      | 0,826    | 1,260 | 1,896 | 151,195    | 189,564 | 263,950 |
| 25      | 1,193    | 1,686 | 2,449 | 183,004    | 236,609 | 351,993 |
| 50      | 1,418    | 1,954 | 2,802 | 205,830    | 272,058 | 423,097 |
| 100     | 1,615    | 2,191 | 3,116 | 228,045    | 307,727 | 498,294 |
| 500     | 1,998    | 2,656 | 3,739 | 278,367    | 392,217 | 689,362 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,900   | 0,050    |       | 0,950 | 1,643      |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,406    | 0,849 | 1,473 | 121,525    | 153,027 | 211,764 |
| 10      | 0,773    | 1,260 | 2,017 | 147,069    | 189,564 | 281,069 |
| 25      | 1,134    | 1,686 | 2,597 | 177,549    | 236,609 | 380,289 |
| 50      | 1,356    | 1,954 | 2,969 | 199,283    | 272,058 | 461,492 |
| 100     | 1,549    | 2,191 | 3,299 | 220,348    | 307,727 | 548,217 |
| 500     | 1,924    | 2,656 | 3,956 | 267,808    | 392,217 | 771,689 |

| $\beta$ | $\alpha$ |       | Pa    | Z $\alpha$ |         |         |
|---------|----------|-------|-------|------------|---------|---------|
| 0,950   | 0,025    |       | 0,975 | 1,956      |         |         |
| T       | Kl       | Kt    | Ku    | Xl         | Xt      | Xu      |
| 5       | 0,329    | 0,849 | 1,638 | 116,747    | 153,027 | 230,730 |
| 10      | 0,694    | 1,260 | 2,226 | 141,132    | 189,564 | 313,435 |
| 25      | 1,049    | 1,686 | 2,857 | 169,821    | 236,609 | 435,335 |
| 50      | 1,265    | 1,954 | 3,261 | 190,081    | 272,058 | 537,454 |
| 100     | 1,453    | 2,191 | 3,622 | 209,595    | 307,727 | 648,413 |
| 500     | 1,816    | 2,656 | 4,338 | 253,213    | 392,217 | 941,536 |

CURVAS DE FRECUENCIA:

- Xu : Para Límite de confianza superior con  $\beta = 90 \%$
- Xt : Para valor nominal
- Xl : Para Límite de confianza inferior con  $\beta = 90 \%$

| T  | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Xu | 211,764 | 281,069 | 380,289 | 461,492 | 548,217 | 771,689 |
| Xt | 153,027 | 189,564 | 236,609 | 272,058 | 307,727 | 392,217 |
| Xl | 121,525 | 147,069 | 177,549 | 199,283 | 220,348 | 267,808 |

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* SERIE: Qc1 SOTÓN \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

F.- RESÚMEN

| FUNCIÓN | T_              | 5       | 10      | 25      | 50      | 100     | 500     |
|---------|-----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1       | GÚMBEL          | 161,441 | 200,017 | 248,759 | 284,919 | 320,811 | 403,753 |
| 2       | NORMAL          | 154,843 | 177,942 | 202,566 | 218,469 | 232,771 | 261,717 |
| 3       | LOG-NORMAL      | 152,424 | 191,703 | 244,782 | 286,637 | 330,357 | 440,316 |
| 4       | CHOW            | 148,442 | 179,140 | 217,926 | 246,701 | 275,262 | 341,264 |
| 5       | PEARSON III     | 154,197 | 179,020 | 206,318 | 224,412 | 240,999 | 275,495 |
| 6       | LOG-PEARSON III | 153,253 | 188,313 | 232,278 | 264,590 | 296,442 | 369,471 |
| 7       | LOG-PEARSON WRC | 153,027 | 189,564 | 236,609 | 272,058 | 307,727 | 392,217 |



## **ANEJO Núm. 4.- MANUAL DEL PROGRAMA SHEE.**





## ÍNDICE.

- 1 INTRODUCCIÓN.
- 2 INSTALACIÓN.
- 3 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA APLICACIÓN.
- 4 MANEJO CON MODELOS DIGITALES DEL TERRENO.
- 5 MANEJO DE CUENCAS.
- 6 DISEÑO DE LLUVIAS.
- 7 GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS.
- 8 COMPLEMENTOS.

### 1. INTRODUCCIÓN.

La programación de la aplicación informática está motivada por la convicción de que es posible crear nuevas aplicaciones y adaptarlas a las necesidades concretas de una investigación, sin recurrir a programas comerciales o de agencias americanas que son, en muchas ocasiones excesivamente genéricos o están adaptados a los requerimientos concretos de aquellos territorios.

Indiscutiblemente, el esfuerzo a realizar es mayor, pero los productos de las investigaciones necesariamente tienen que ser más consistentes, porque ha sido necesario penetrar en lo más profundo de los modelos, desde las partes más elementales, como simples algoritmos geométricos, que se van combinando para construir otros más complejos hasta configurar la aplicación completa.

Otra ventaja de programar una aplicación es que obliga a comprender los mínimos detalles y comportamientos que en otras circunstancias pasan desapercibidos. Además, la propia aplicación esclarece conceptos porque en caso de que no sean los más apropiados, ésta avisa con resultados fuera de rango. Entonces, en parte desempeña un rol de control de calidad en la investigación.

En este [anejo](#) se describe el uso del programa informático generado para desarrollar esta tesis. Con objeto de simplificar su manejo, en el CD se suministra una

versión simplificada que incluye las aplicaciones hidrológicas principales y más sencillas de utilizar. Para hacer referencia al programa, se le ha dado un nombre, SHEE (Simulación Hidrológica de Episodios Extraordinarios).

Junto con el programa se suministran los modelos digitales del terreno con paso de malla 100 m, de las cuencas piloto utilizadas en la tesis junto con los correspondientes archivos topológicos, generados con el programa completo, que son necesarios para poder realizar las simulaciones hidrológicas. El esquema general de trabajo con el programa coincide, a grandes rasgos, con el esquema de los métodos hidrometeorológicos:

- Carga de un MDT con el que se va a trabajar.
- Visualización de la red de drenaje.
- Selección de una cuenca.
- Diseño de una lluvia.
- Establecimiento de parámetros hidrológicos.
- Simulación de hidrogramas.

Primeramente se describen algunas generalidades del programa y pequeñas utilidades. La descripción se realiza a modo de seguimiento de un ejemplo.

## 2. INSTALACIÓN.

La aplicación no necesita instalación. Se puede ejecutar desde el CD o bien se puede copiar en otro dispositivo manteniendo la estructura de archivos de datos que será utilizada por el programa. Para abrir la aplicación ejecutar el archivo SHEEb.EXE.

## 3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA APLICACIÓN.

Al abrir la aplicación, en la parte superior aparece una barra de tipo menú con 4 botones y 4 barras de herramientas que replican el contenido de cada menú: archivo, zoom, utilidades e hidrología, y que son móviles y autoinsertables.

Figura 1.- Barras de menús y herramientas del programa.



Barra de herramientas Archivo:

- Apertura de una nueva ventana gráfica.
- Apertura de un archivo de modelo digital.
- Salida del programa.



En la carpeta "... MDTs\" están los archivos de modelo digital. Hay dos tipos: MDT son los archivos *raster* originales y MMM son archivos, también *raster*, pero con una estructura piramidal y en mosaicos (estructura *Mosaic MipMap*, ver [capítulo 3](#)), y por ello ocupan mayor memoria en disco. Cada vez que se abre un archivo MDT, el programa crea de nuevo un archivo MMM.

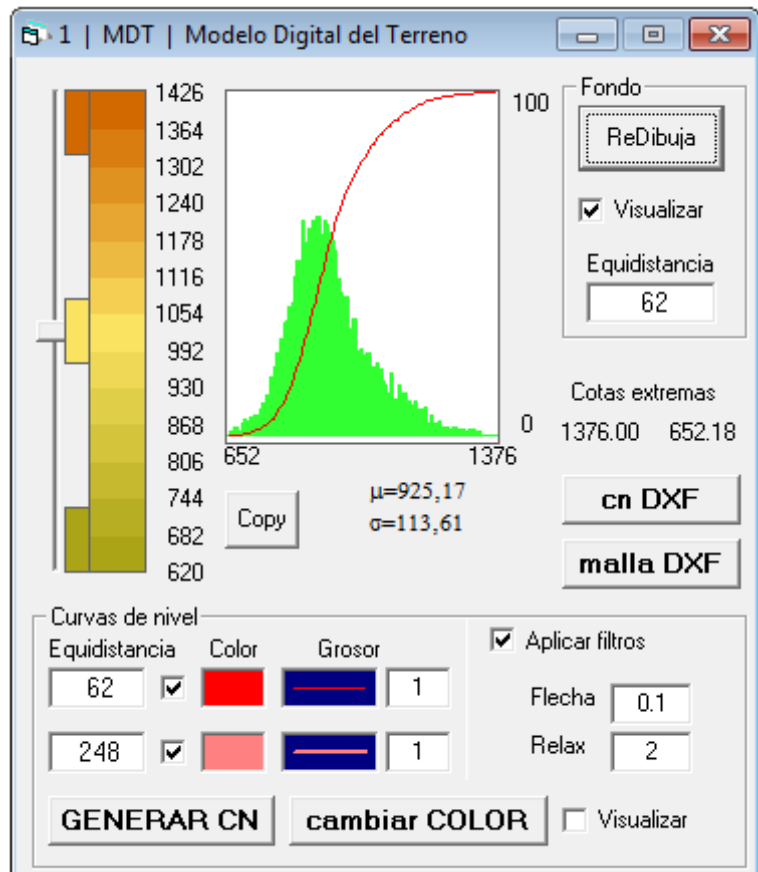
En las carpetas hay otros archivos topológicos (CAC, CAB, y TH), asociados a cada archivo de modelo de terreno, que son de uso interno del programa y que han sido generados con la aplicación completa.

#### 4. MANEJO DE MODELOS DIGITALES DEL TERRENO.

Podemos abrir VALCODO.MMM y aparecerá una ventana gráfica con el modelo digital de elevaciones de la cuenca, y un formulario para manejo gráfico que puede ser ocultado con el botón de visualización



Figura 2.- Formulario para manejo gráfico de los MDT.



Si se abren otros archivos, éstos se dibujarán en la ventana gráfica vigente<sup>26</sup> desde la barra *Archivo*. Por cada archivo se creará una nueva ventana de MDT para el manejo gráfico del mismo.

A modo de ilustración, en el formulario de manejo hay un gráfico con el histograma y la curva acumulativa del modelo digital en cuestión. Mediante el botón *copy*, la tabla de datos puede copiarse en la memoria intermedia (*clipboard*) y pegarse en *Excel*. En algunos *labels* se indican parámetros estadísticos del MDT (extremos, media y desviación).

En la escala gráfica puede cambiarse el rango de las clases simplemente cambiando los números que son editables. También pueden cambiarse los colores mediante varias vías:

- Pulsando sobre uno de los tres cuadritos de la izquierda se cambian los colores de la escala a modo de degradación.
- Pulsando en cada color puede cambiarse el color de una clase.
- Mediante la barra deslizador (*slider*) vertical situada a la izquierda.
- Pulsando el *label equidistancia* se cambian las clases a intervalos de porcentaje constante (por tanto los intervalos entre clases o anchura de las barras del histogramas es variable). Así se obtiene una curva acumulativa lineal (aunque no es dibujada en el gráfico de barras). De este modo se consigue que, en la ventana gráfica, el área de las clases (y por tanto de cada color) sea la misma para todas ellas consiguiendo un efecto gráfico.

Para hacer efectivos los cambios en la ventana gráfica está el botón *ReDibuja*. También puede desactivarse el gráfico *raster* con el *checkbox Visualizar*.

Para obtener curvas de nivel en formato vectorial pulsar el botón *GENERAR CN*. Se puede cambiar colores y grosores de las isolíneas a las cuales se les pueden aplicar filtros y suavizados. Las isolíneas vectoriales pueden ser exportadas en formato DXF o bien una malla vectorial que puede ser visualizada en 3D en AutoCad u otra aplicación que lo permita. El algoritmo de generación de curvas de nivel puede necesitar tiempo de cálculo sobre todo porque las isolíneas se generan mediante poligonales continuas y no como segmentos. No obstante aparece una barra (*progress bar*) que indica el progreso del algoritmo. Si los colores del gráfico *raster* están generados en modo equidistancia y ésta coincide con la equidistancia de las curvas vectoriales se podrá apreciar el grado de coincidencia entre ambos modelos gráficos.

En la parte inferior de la interfaz hay una *barra de estado (status bar)* donde se indican las coordenadas de la posición del cursor en la ventana gráfica. Pulsando el botón inferior-izquierdo, en la visualización de estas coordenadas puede cambiarse el sistema geodésico de referencia (ED50, ETR89) o el huso UTM (30,31), así como su tipo (cartográficas, geográficas).

<sup>26</sup> Se pueden crear más ventanas gráficas ya que la aplicación tiene una interfaz de documento múltiple (MDI).

En la parte derecha de la *barra de estado* se indica la memoria RAM disponible, que para los archivos suministrados no será problema. En todo caso, el programa puede trabajar con archivos en disco.

## 5. MANEJO DE CUENCAS.


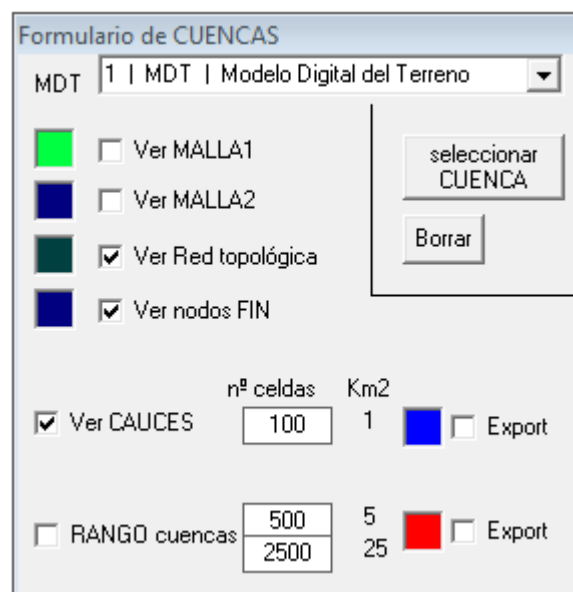
Pulsando el botón cuencas  se activa el formulario para el manejo de las mismas con el cual se pueden realizar varias aplicaciones.

Figura 3.- Formulario para el manejo de cuencas.



El primer objeto (*ComboBox*) permite seleccionar el MDT sobre el que se aplicarán las acciones que se hagan. No obstante recomendamos abrir un único MDT para simplificar el trabajo y evitar errores.

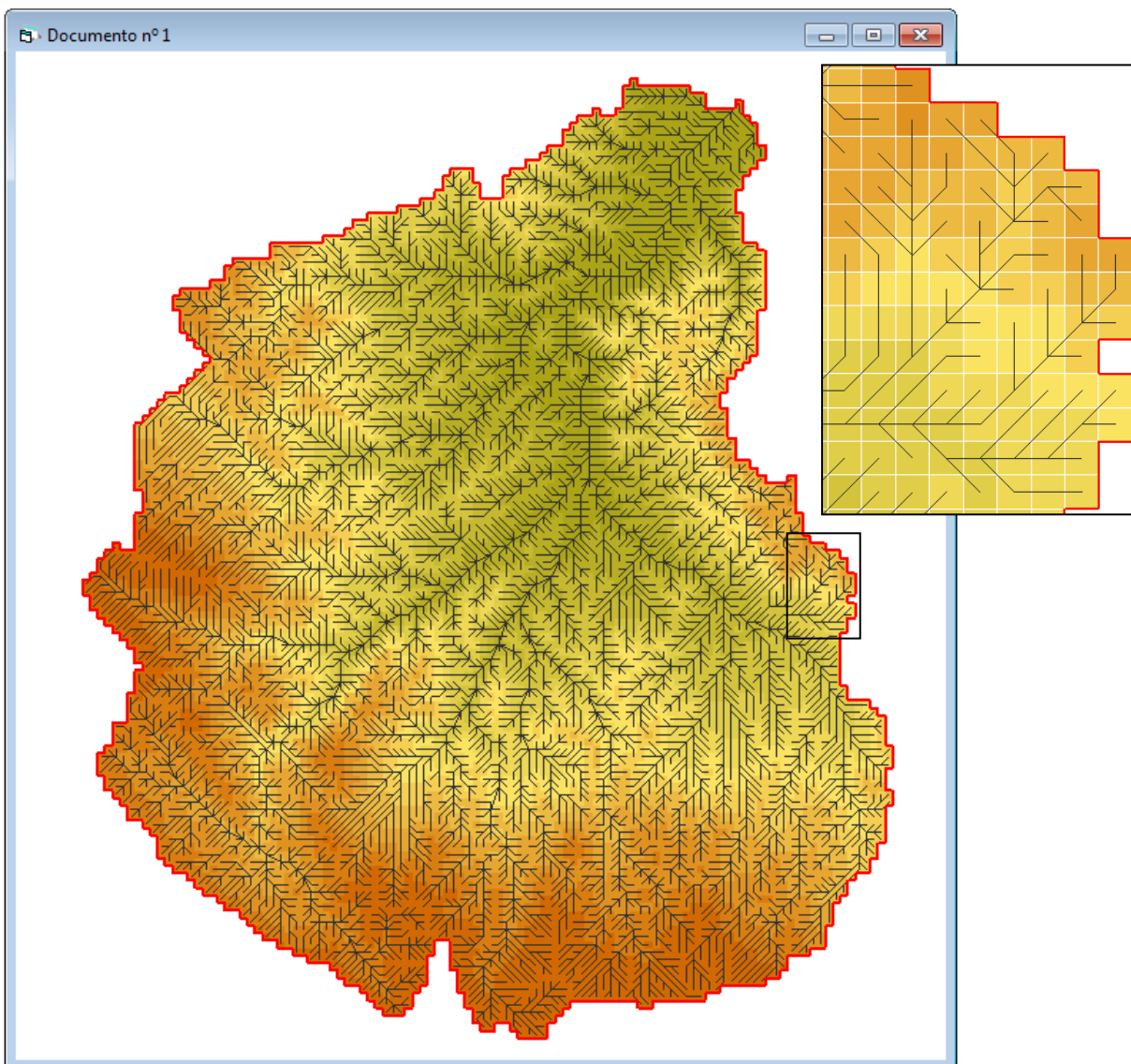
Se puede visualizar la malla del modelo digital en dos modos, uno que pasa por los nodos y otro que pasa por el centro de las celdas. También se puede visualizar la red hidrológica completa y los nodos terminales (los que no vierten a ningún otro nodo). En los archivos suministrados, correspondientes a cuencas completas solo hay uno. En el MDT del ámbito de estudio hay múltiples nodos en las fronteras del MDT y en zonas endorreicas.

Con el *checkbox ver CAUCES* se puede construir una red de drenaje a partir de una determinada área de cuenca.

Con RANGO de cuencas pueden generarse cuencas por ejemplo, con áreas comprendidas entre 5 y 25 km<sup>2</sup> (500 y 1.500 celdas, en este caso también son hectáreas).

Todo lo descrito hasta ahora es a modo de visualización gráfica de MDTs y de cuencas. Para poder aplicar cálculos hidrológicos es necesario seleccionar una cuenca que puede ser la cuenca completa u otra cualquiera más pequeña. Para ello se pulsa el botón *seleccionar una CUENCA* y a continuación, sobre la ventana gráfica se pulsa sobre el nodo que se quiera obtener la cuenca vertiente, y ésta aparecerá dibujada en rojo. Para ello hay que realizarlo con cierta precisión y si no se ha seleccionado la pretendida cuenca puede borrarse y volver a seleccionar. En caso de seleccionar más de una cuenca, los cálculos hidrológicos posteriores se realizan sobre la última.

Figura 4.- Cuenca de la rambla de Valcodo con la red topológica y la cuenca completa, seleccionada en rojo.



## 6. DISEÑO DE LLUVIAS.


Para visualizar el formulario de lluvias pulsar el botón 

Figura 5.- Formulario para el manejo de lluvias.

Formulario de LLUVIAS SINTÉTICAS

DISTRIBUIDA  AGREGADA

CG Núcleo de la tormenta P M D

Xc  P24/Pd

Yc

LLUVIA DISTRIBUIDA

T  Pt

a/b  l1/l2

Az   Visualizar lluvia

Rmax  Km

HISTOGRAMA Bloque alterno

Durac. (min)  Expulsar eH  eV  Grosor   Borrar

Inc (min)

az

EJE de tormenta C. avance

X1  Y1

X2  Y2

HUMEDAD antecedente

a: 0.42 - 1 - 2.3

| nº | t min | P mm | D |
|----|-------|------|---|
| 2  | 60    | 5    |   |
| 3  | 90    | 60   |   |
| 4  | 120   | 5    |   |
| 5  | 150   | 20   |   |
| 6  |       |      |   |
| 7  |       |      |   |
| 8  |       |      |   |
| 9  |       |      |   |
| 10 |       |      |   |

### a) LLUVIA DISTRIBUIDA.

Para diseñar una tormenta hay que seguir los siguientes pasos:

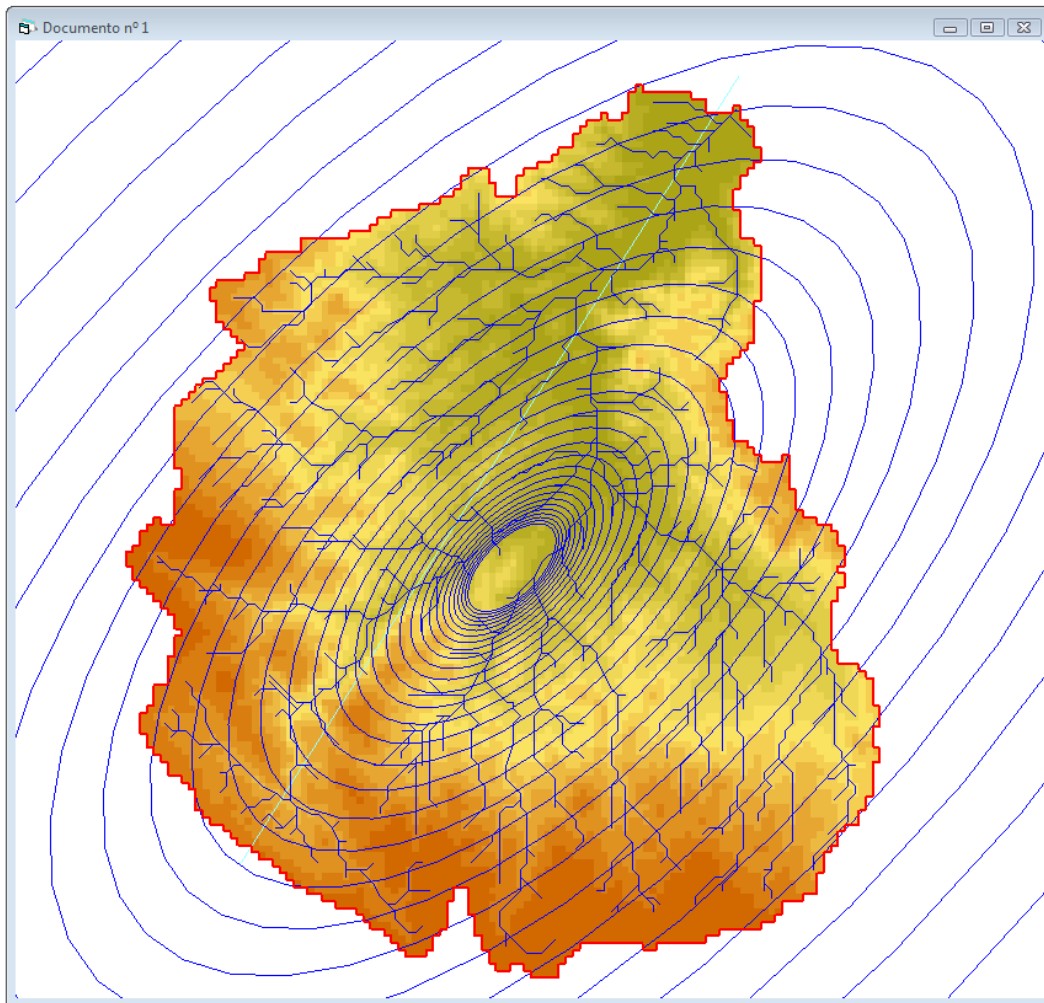
- Posición del núcleo de la tormenta: Si se pulsa el botón CG, se obtienen las coordenadas del centro de gravedad de la cuenca. Otra forma es pulsando *doble click* sobre uno de los *TextBox* amarillos de coordenadas y después pulsando un punto en la ventana grafica y aparecerán dibujadas las isoyetas.
- Hay que seleccionar el periodo de retorno de la lluvia (T), la relación a/b del patrón elíptico, el azimut (gonios) del eje mayor y el radio máximo de la tormenta (0 si se extiende por toda la cuenca). Para hacer efectivos los cambios hay que pulsar en el botón Pt. El valor de la precipitación diaria es obtenido automáticamente de la cobertura de máximas lluvias del [Ministerio de Fomento \(1999\)](#).



Otra posibilidad es introducir otro valor de precipitación diaria en el *TextBox* (Pt) no obtenido de la cobertura (los cambios se actualizan con el *botón lluvia area*).

- Otros parámetros a introducir son la duración de la lluvia, el incremento de los intervalos del hietograma, que será el mismo para todos los cálculos y para el hidrograma.

*Figura 6.- Cuenca de Valcodo con la red de drenaje, una lluvia de diseño con patrón elíptico y un eje de movimiento de la tormenta (línea azul claro).*



- El coeficiente de avance de la tormenta, si es constante, el programa toma el de la primera casilla, en caso contrario, la variación se producirá entre los valores de ambas casillas y, para ello, hay que definir un eje de tormenta pulsando en uno de los *TextBox* amarillos (X1 o Y1) y señalando después el punto en la ventana gráfica. Para el segundo punto (X2, Y2) se realiza de igual forma y aparecerá dibujado el eje. Los puntos se pueden intercambiar mediante la flechas o se puede girar el eje con el *botón az*. El valor de giro es el que se indique en el *TextBox* asociado. Para aclarar el funcionamiento del coeficiente de avance variable, en el primer punto del eje se dan las condiciones del primer valor y en el segundo punto del eje las del segundo valor. Entre ambos puntos se establece

una variación lineal y, hacia el exterior del eje se mantienen los valores de los puntos extremos. Par un punto cualquiera de la cuenca se toma el valor correspondiente al punto del eje resultante de la proyección de aquél sobre el eje, es decir, estableciendo una línea que pase por el punto de la cuenca y que sea perpendicular al eje. El punto intersección de ambas rectas, es el punto del eje donde se toma el valor del coeficiente.

- Finalmente, el estado de humedad antecedente del terreno para el cálculo de las pérdidas y de los hietogramas de precipitación efectiva en cada punto de la cuenca, se realiza mediante el parámetro  $a$  que por defecto será 1 (condiciones estándar).

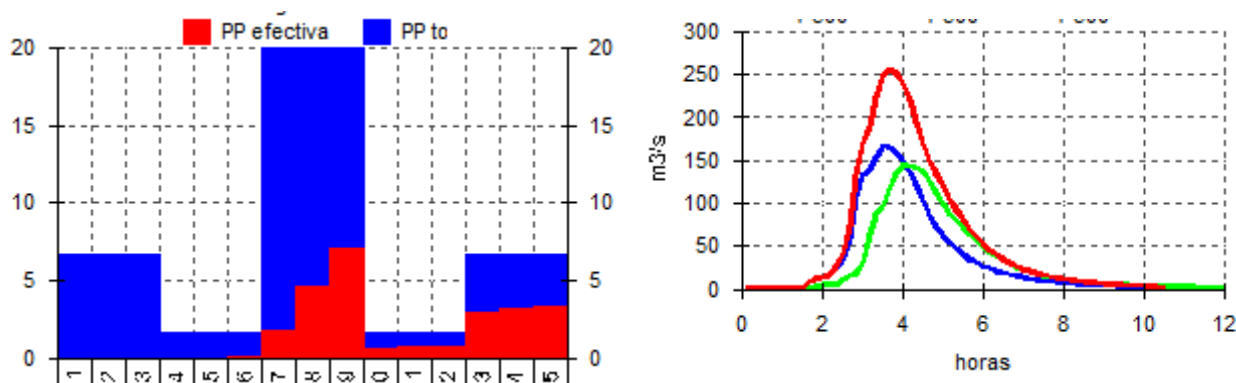
### b) LLUVIA AGREGADA.


Primero, en el formulario de lluvias sintéticas, seleccionar la opción AGREGADA. En el objeto *FlexGrid* (a modo de tabla) puede diseñarse un hietograma. El tiempo ha de estar referido a origen, y los intervalos de tiempo tienen que ser iguales. A modo de ejemplo, en la [Figura 5](#) se ha introducido un hietograma con 5 intervalos de 30 minutos. La columna D permite desactivar en la simulación cada intervalo de lluvia.

En la [Figura 7](#) se presenta el hietograma agregado (el mismo para todas las celdas de la cuenca) donde la precipitación efectiva (en rojo) se ha calculado a intervalos de 10 minutos (tal como se indica en el *textbox Inc*).

El resultado de la simulación es el hidrograma de color rojo (leer el [apartado 7](#) para simular hidrogramas). El hidrograma de color verde se ha obtenido desactivando el primer intervalo de precipitación (20 mm), y en el de color azul se ha desactivado el último intervalo (también 20 mm).

*Figura 7.- Resultados de la simulación con lluvia agregada.*



Cuando se ha realizado una simulación con lluvia distribuida, el programa ha calculado y almacenado el hietograma medio de la cuenca. Éste hietograma puede ser recuperado mediante el botón  para realizar otra simulación con lluvia agregada.

## 7. GENERACIÓN DE HIDROGRAMAS.

Para visualizar el formulario de hidrogramas pulsar el botón



Figura 8.- Formulario de generación de hidrogramas.

Expulsar Grosor/Color **2**  Borrar

Expulsar Grosor/Color **2**  Borrar

**Hidrograma**  
— T 500

m<sup>3</sup>/s

horas

**Hietograma T 500**  
■ PP efectiva ■ PP to

mm

Generación de hidrogramas

Hg directo      Po

Hg SCS              Max horas

Agregar celdas

Routing

n Manning       Tlag

Estimación

Sin routing

Con Manning

Con Tc Témez

Con Tc Kirpich

Método

Muskingum

Musk.(Wanielista)

Musk.-Cunge

Onda cinemática

Guarda Qp      **HIDROGRAMA**

Guarda Hgs.      Copiar en portapapeles

Ver hidrograma de un punto      Copiar en portapapeles

**MÉTODO RACIONAL**

Método  CEDEX  MOPU

Cond. previas  Seca  Normal  Húmeda

Qp= 183,87 m<sup>3</sup>/s

Tc= 5,18 horas      2,33

Po= 37,05

Pt= 120,60 mm      Ptc= 91,91 mm

A = 94,24 Km<sup>2</sup>

IC= 17,59 Km

| PP total | PP efect. | Vol HG | Area cuenca | Qp   | Ti     |
|----------|-----------|--------|-------------|------|--------|
| mm       | Hm3       | Hm3    | Km2         | m3/s | horas  |
| 122      | 11,46     | 31     | 2,96        | 2,95 | 94,24  |
| 122      | 11,46     | 31     | 2,96        | 2,93 | 157,94 |

Para la simulación de un hidrograma, una vez definidos los parámetros del formulario, pulsar el botón **HIDROGRAMA**. Las variables que se pueden definir en el formulario son las siguientes:

- Modelo de generación de hidrogramas en celdas o subcuencas: Hay 2 posibles.
  - Circulación de flujo exclusivo.
  - Hidrograma unitario del SCS.

- Modelo de circulación de flujos (*Routing*): Hay varias opciones:
  - Método de estimación de los parámetros de circulación (K y X): puede ser a partir de la fórmula de Manning para lo cual se tendrá en cuenta la rugosidad ( $n$ ), o mediante el tiempo de concentración del tramo.

Los modelos de circulación son las distintas variantes del método original de Muskingum. En los trabajos de la tesis se utiliza Muskingum-Cunge.

En el formulario viene un *Frame* donde se pueden realizar cálculos con el método racional, donde sus resultados y otros parámetros, puede servir de ayuda para calibrar hidrogramas. Así, se obtienen características como el valor medio de umbral de escorrentía, tiempo de concentración, precipitación media areal etc.

- Po: En la simulación de un hidrograma, si se indica un valor para el umbral de escorrentía (Po), el programa utilizará este parámetro de forma agregada para todas las celdas. De lo contrario se utiliza, para cada celda, el valor obtenido de la cobertura de número de curva. Resulta interesante realizar la simulación con Po distribuido y después con Po agregado, es decir, el correspondiente al valor medio que puede obtenerse en *Frame* del Método racional.
- Max horas: Se puede limitar el cálculo del hidrograma a un número de horas.
- Agregar celdas: En cuencas grandes (Bergantes, Huerva), en lugar de aplicar el modelo a una celda se aplica a varias (e.g. 100) con lo que se reduce el tiempo de cálculo, afectando mínimamente a los resultados.

Una vez realizado el cálculo, en el gráfico se presenta el hidrograma del punto de salida de la cuenca seleccionada. Para ver los hidrogramas en otros puntos de la cuenca, es necesario que éstos sean almacenados en un archivo temporal. Para ello, antes de realizar el cálculo hay que activar los *checkbox* *Guarda Qp* y *Guarda Hgs*. En tal caso, el cálculo debe de realizarse en todas las celdas (i.e. *TextBox Acumular celdas* = 1)

Una vez realizado el cálculo, para ver el hidrograma de otro punto de la cuenca, pulsar el botón *Ver hidrograma de un punto*, a continuación, seleccionar el punto en la ventana gráfica. El botón *Copiar en portapapeles*, copia el hidrograma total del punto de salida en formato de tabla y puede ser pegado en *Excel*. Para copiar otro hidrograma (el último dibujado), se realiza con el botón "C" situado junto a *Ver hidrograma de un punto*.

Si se pulsa el botón derecho del ratón situado sobre los gráficos, en el portapapeles se copia dicho gráfico en formato imagen.






## 8. COMPLEMENTOS.


Describiremos algunos elementos accesorios que tiene el programa y que ayudan a desarrollar el trabajo.

Primero, en la ventana gráfica se pueden realizar varios tipos de zoom mediante la ruleta y el botón central del ratón.

En el menú de utilidades están las siguientes:



- Cambio de color del fondo de la aplicación  o de las ventanas 
- Medir distancias 
- Añadir decimales a los valores visualizados de coordenadas 
- Ver coordenada altimétrica del MDT  del punto donde se halla el cursor.

En esta última utilidad, activando el formulario *ver datos*  se pueden visualizar otras características:

- Coordenada Z del MDT.
- Po: Umbral de escorrentía.
- Área de la cuenca asociada al punto.
- Longitud del cauce máximo desde el punto hasta la cabecera.
- Lluvia areal.
- Caudal punta.
- Adicionalmente se puede visualizar los índices  $(i, j)$  de la celda.

Form1

Coordenada Z

Po (mm)

Area de la cuenca (Km2)

LCP (Km)

Lluvia areal (mm)

Qp (m3/s)

Índices de celda (en LCP son de cabecera)

Figura 9.- Formulario para *ver datos*.

Para visualizar la lluvia areal previamente se tiene que haber definido una lluvia mediante el formulario de lluvias. Además, en dicho formulario hay un cuadro de imagen donde se ve gráficamente el hietograma correspondiente al punto. Resulta llamativa esta utilidad cuando se ha definido una tormenta con movimiento (definiendo un eje de tormenta en el formulario de lluvias).

Para visualizar el caudal punta ( $Q_p$ ) en cualquier punto de la cuenca, previamente se ha tenido que realizar el cálculo de una cuenca mediante el formulario de generación de hidrogramas con la opción *guarda  $Q_p$*  activada.

Otro elemento accesorio es el formulario del método racional que realiza el mismo cálculo que la aplicación que está en el formulario de generación de hidrogramas con la excepción de que realiza el cálculo de los tiempos de concentración con la mayoría de las fórmulas que vienen en el [apartado 2.7](#), y otras características de la cuenca seleccionada. Para utilizar algunas de estas fórmulas es necesario calcular algunos parámetros que no están guardados en los archivos previos, tales como la pendiente media de la cuenca o la de las líneas de corriente, por lo que resulta ser algo más lento.

