



MINISTERIO
DE FOMENTO

MINISTERIO
DE MEDIO AMBIENTE

CEDEX

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

INFORME TÉCNICO

para

Ministerio de Medio Ambiente

Secretaría General para el Territorio y la Biodiversidad
Dirección General del Agua

**ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE ACTUACIONES
ESTRUCTURALES DE DEFENSA Y ZONIFICACIÓN
DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN DEL RÍO JÚCAR**

INFORME ÚNICO Y DEFINITIVO

TOMO I : ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Clave CEDEX: 42-400-1-068

Madrid, abril de 2006

Centro de Estudios Hidrográficos



MINISTERIO
DE FOMENTO

MINISTERIO
DE MEDIO AMBIENTE

CEDEX

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

INFORME TÉCNICO

para

Ministerio de Medio Ambiente

Secretaría General para el Territorio y la Biodiversidad

Dirección General del Agua

ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE ACTUACIONES ESTRUCTURALES DE DEFENSA Y ZONIFICACIÓN DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN DEL RÍO JÚCAR

INFORME ÚNICO Y DEFINITIVO

TOMO I : ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Clave CEDEX: 42-400-1-068

Madrid, abril de 2006

Centro de Estudios Hidrográficos



TÍTULO:

ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE ACTUACIONES ESTRUCTURALES DE DEFENSA Y ZONIFICACIÓN DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN DEL RÍO JÚCAR

INFORME ÚNICO Y DEFINITIVO

CLIENTE:

Ministerio de Medio Ambiente
Secretaría General para el Territorio y la Biodiversidad
Dirección General del Agua

EL PRESENTE INFORME CONSTITUYE UN DOCUMENTO OFICIAL DE ESTE TRABAJO Y, DE ACUERDO CON LAS NORMAS GENERALES DEL ORGANISMO, SU ENTREGA SUPONE EL CUMPLIMIENTO DE LAS ACTUACIONES TÉCNICAS DEL MISMO REFERENTES A LA MATERIA OBJETO DEL INFORME.

VALIDEZ OFICIAL

VISTO EL CONTENIDO DEL INFORME Y SIENDO ACORDE CON LAS CLÁUSULAS DEL CONVENIO DE COLABORACIÓN CORRESPONDIENTE, SE PROPONE AUTORIZAR SU EMISIÓN.

EL DIRECTOR DEL CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRÁFICOS

Fdo. Juan Manuel Ruiz García

AUTORIZA LA EMISIÓN DEL INFORME:

Madrid, a de abril de 2006

EL DIRECTOR GENERAL DEL CEDEX

Fdo. Ángel Aparicio Mourelo

SÓLO SON INFORMES OFICIALES DEL CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS (CEDEX) LOS REFRENDADOS POR SU DIRECCIÓN GENERAL.



CEDEX



**ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE ACTUACIONES ESTRUCTURALES
DE DEFENSA Y ZONIFICACIÓN DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN DEL
RÍO JÚCAR**

ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

INDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	ESTUDIO HIDROLÓGICO	3
2.1.	Modelización del proceso precipitación-escorrentía	3
2.1.1.	Metodología de cálculo empleada	3
2.1.2.	Características de las cuencas	5
2.1.2.1.	Definición de subcuencas	5
2.1.2.2.	Características físicas de las subcuencas. Fichero de parámetros.	9
2.1.2.3.	Obtención de parámetros hidrológicos	11
2.1.2.3.1.	Obtención del número de curva	11
2.1.2.3.2.	Tiempos de viaje y coeficiente de almacenamiento	17
2.1.2.3.3.	Parámetros de propagación de las ondas de avenida	21
2.1.3.	Tormentas de diseño	27
2.1.4.	Infraestructura	31
2.2.	Calibración del modelo	35
2.2.1.	Datos foronómicos empleados	35
2.2.2.	Leyes de frecuencia de caudales máximos	40
2.2.3.	Resultados de la calibración	45
2.3.	Hidrogramas de diseño	45
2.3.1.	Introducción	45
2.3.2.	Situación actual	46
2.3.3.	Situaciones hipotéticas	57
2.4.	Estudio del efecto de la presa de Montesa	67
2.4.1.	Introducción	67
2.4.2.	Formulación del modelo	68
2.4.3.	Región de la simulación	70
2.4.4.	Parámetros empleados en la simulación	71
2.4.5.	Simulación hidrológica de las tormentas generadas	75
3.	ESTUDIO HIDRÁULICO	91
3.1.	Introducción	91
3.2.	Descripción de la zona de estudio	91
3.2.1.	Características físicas	91
3.2.2.	Características socioeconómicas	94
3.2.3.	Usos del suelo	96



3.2.4.	Infraestructura	96
3.3.	Modelo GisPlana.....	99
3.3.1.	Introducción al modelo GisPlana.....	99
3.3.2.	Objetivos y bases teóricas del modelo.....	99
3.3.2.1.	Objetivos del modelo	99
3.3.2.2.	Formulación matemática del modelo.....	100
3.3.2.2.1.	Discretización	100
3.3.2.2.2.	Ecuaciones	100
3.3.2.2.3.	Formulación de las conexiones.....	102
3.3.2.2.4.	Formulación numérica	105
3.3.2.2.5.	Condiciones en los límites	106
3.3.2.2.6.	Términos de la matriz de coeficientes	107
3.3.2.3.	Método de resolución.....	110
3.3.3.	Estructura del modelo	111
3.4.	Modelización hidráulica	112
3.4.1.	Descripción del modelo existente de la plana.....	112
3.4.2.	Hidrogramas de diseño	116
3.5.	Inundabilidad en distintas situaciones	118
3.5.1.	Definición de hipótesis de cálculo	118
3.5.2.	Situación actual.....	118
3.5.2.1.	Avenida de 100 años de periodo de retorno	118
3.5.2.2.	Avenida de 500 años de periodo de retorno	121
3.5.2.3.	Avenida de 250 años de periodo de retorno	123
3.5.2.4.	Avenida de 50 años de periodo de retorno	126
3.5.2.5.	Avenida de 25 años de periodo de retorno	128
3.5.3.	Situación hipotética.....	129
3.5.3.1.	Avenida de 100 años de periodo de retorno	129
3.5.3.2.	Avenida de 500 años de periodo de retorno	131
3.5.3.3.	Avenida de 250 años de periodo de retorno	133
3.5.3.4.	Avenida de 50 años de periodo de retorno	135
3.5.3.5.	Avenida de 25 años de periodo de retorno	136
4.	COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS CON LOS OBTENIDOS EN ANTERIORES ESTUDIOS	138
4.1.	Comparación de caudales en los principales afluentes.....	138
4.2.	Comparación de caudales en la plana de inundación	138
4.3.	Análisis del reparto de caudales en la autopista A-7	139
4.4.	Estudio de las posibles causas de la diferencia del reparto en la autopista	141
5.	SÍNTESIS DE RESULTADOS	144



INDICE DE FIGURAS

Figura 1. División en subcuencas para la modelización hidrológica.....	7
Figura 2. Esquema de cálculo del modelo hidrológico	9
Figura 3. Fichero de parámetros asociado al modelo hidrológico HEC-HMS.....	10
Figura 4. MDT utilizado para crear el fichero de parámetros.....	11
Figura 5. Mapa raster de Po de la cuenca	16
Figura 6. Mapa raster del número de curva de la cuenca	16
Figura 7. Tramos de laminación desde Tous a la entrada a la plana	23
Figura 8. Esquema de modelización del tramo de laminación de Tous a la plana	24
Figura 9. Mapa raster de precipitaciones máximas diarias T=500 años.....	28
Figura 10. Hietograma sintético	30
Figura 11. Estaciones de aforo de la ROEA en la cuenca de estudio	36
Figura 12. Puntos de medida del SAIH en la cuenca de estudio.....	37
Figura 13. Ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos del río Sellent (régimen natural).....	42
Figura 14. Ley de frecuencia de caudales máximos del río Albaida (régimen natural)	42
Figura 15. Ley de frecuencia de caudales máximos del río Magro en Forata (régimen natural).....	43
Figura 16. Ley de frecuencia de caudales máximos del río Júcar en Huerto Mulet (régimen sin las presas de Escalona, Tous, Bellús y Forata).....	44
Figura 17. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 500 años.....	48
Figura 18. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 500 años.....	49
Figura 19. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 250 años.....	49
Figura 20. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 250 años.....	50
Figura 21. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 100 años.....	50
Figura 22. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 100 años.....	51
Figura 23. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 50 años.....	51
Figura 24. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 50 años.....	52
Figura 25. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 25 años.....	52
Figura 26. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 25 años.....	53
Figura 27. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 10 años.....	53
Figura 28. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 10 años.....	54
Figura 29. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 5 años.....	54
Figura 30. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 5 años.....	55



Figura 31. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 2 años.....55

Figura 32. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 2 años.....56

Figura 33. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 1.5 años.....56

Figura 34. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 1.5 años.....57

Figura 35. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 500 años.....58

Figura 36. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 500 años59

Figura 37. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 250 años.....59

Figura 38. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 250 años60

Figura 39. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 100 años.....60

Figura 40. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 100 años61

Figura 41. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 50 años.....61

Figura 42. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 50 años62

Figura 43. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 25 años.....62

Figura 44. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 25 años63

Figura 45. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 10 años.....63

Figura 46. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 10 años64

Figura 47. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 5 años.....64

Figura 48. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 5 años65

Figura 49. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 2 años.....65

Figura 50. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 2 años66

Figura 51. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 1.5 años.....66

Figura 52. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 1.5 años67

Figura 53. Distribución espacial de la intensidad de la celda69

Figura 54. Distribución temporal de la intensidad de la celda70

Figura 55. Rectángulo de simulación de las lluvias estocásticas71

Figura 56. Zonificación empleada en las simulaciones72



Figura 57. Caudales punta del Albaida con las 100 tormentas en la situación actual frente a los caudales con la presa de Montesa	78
Figura 58. Caudales punta del Albaida con las 100 tormentas en la situación actual frente a los porcentajes de diferencia respecto a los caudales en situación II	78
Figura 59. Precipitación del minuto 1 al minuto 10 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles	79
Figura 60. Precipitación del minuto 10 al minuto 20 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles	80
Figura 61. Precipitación del minuto 20 al minuto 30 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles	80
Figura 62. Precipitación del minuto 30 al minuto 40 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles	81
Figura 63. Precipitación del minuto 40 al minuto 50 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles	81
Figura 64. Precipitación del minuto 50 al minuto 60 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles	82
Figura 65. Precipitación del minuto 1 al 10 de la tormenta	83
Figura 66. Precipitación del minuto 10 al 20 de la tormenta	83
Figura 67. Precipitación del minuto 20 al 30 de la tormenta	84
Figura 68. Precipitación del minuto 30 al 40 de la tormenta	84
Figura 69. Precipitación del minuto 40 al 50 de la tormenta	85
Figura 70. Precipitación del minuto 50 al 60 de la tormenta	85
Figura 71. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 500 años	86
Figura 72. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 250 años	87
Figura 73. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 100 años	87
Figura 74. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 50 años	88
Figura 75. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 25 años	88
Figura 76. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 10 años	89
Figura 77. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 5 años	89
Figura 78. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 2 años	90
Figura 79. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 1.5 años	90
Figura 80. Límites de la zona inundada durante la avenida de 1982	94
Figura 81. Principales núcleos urbanos y términos municipales en la llanura de inundación del Júcar	95
Figura 82. Usos del suelo en la llanura de inundación. Elaborado a partir de los 1:50.000 del Servicio Geográfico del Ejército. Año 1990	96
Figura 83. Vías de comunicación en la llanura de inundación. Fuente: mapas 1:50.000 del Servicio Geográfico del Ejército (1990)	98
Figura 84. Fronteras definidas en el modelo hidráulico	113
Figura 85. Agrupaciones definidas en el modelo hidráulico	114
Figura 86. Celdas con condición de contorno del tipo caudal-tiempo	117



CEDEX

Figura 87. Calados máximos (en m) para la avenida de 100 años en la situación actual.....	119
Figura 88. Caudales máximos (en m ³ /s) para la avenida 100 años en la situación actual.....	119
Figura 89. Calados máximos (en m) para la avenida de 500 años en la situación actual.....	122
Figura 90. Caudales máximos (en m ³ /s) para la avenida 500 años en la situación actual.....	122
Figura 91. Calados máximos (en m) para la avenida de 250 años en la situación actual.....	124
Figura 92. Caudales máximos (en m ³ /s) para la avenida 250 años en la situación actual.....	124
Figura 93. Calados máximos (en m) para la avenida de 50 años en la situación actual.....	126
Figura 94. Caudales máximos (en m ³ /s) para la avenida 50 años en la situación actual.....	127
Figura 95. Calados máximos (en m) para la avenida de 25 años en la situación actual.....	128
Figura 96. Caudales máximos (en m ³ /s) para la avenida 25 años en la situación actual.....	129
Figura 97. Calados máximos (en m) para la avenida de 100 años en la situación con las presas.....	130
Figura 98. Caudales máximos (en m ³ /s) para la avenida 100 años en la situación con las presas.....	131
Figura 99. Calados máximos (en m) para la avenida de 500 años en la situación con las presas.....	132
Figura 100. Caudales máximos (en m ³ /s) para la avenida 500 años en la situación con las presas.....	132
Figura 101. Calados máximos (en m) para la avenida de 250 años en la situación con las presas.....	133
Figura 102. Caudales máximos (en m ³ /s) para la avenida 250 años en la situación con las presas.....	134
Figura 103. Calados máximos (en m) para la avenida de 50 años en la situación con las presas.....	135
Figura 104. Caudales máximos (en m ³ /s) para la avenida 50 años en la situación con las presas.....	136
Figura 105. Calados máximos (en m) para la avenida de 25 años en la situación con las presas.....	137
Figura 106. Caudales máximos (en m ³ /s) para la avenida 25 años en la situación con las presas.....	137
Figura 107. Diferencia de cotas entre cartografías en el entorno de la autopista A-7.....	142
Figura 108. Mota de estudio.....	143



INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valor medio del parámetro P_0 (mm)	13
Tabla 2. Tiempos característicos de la cuenca	21
Tabla 3. Leyes de almacenamiento de los tramos de laminación de Tous a la plana (volumen en 1000 m ³ /s)	25
Tabla 4. Parámetros del método de Muskingum	26
Tabla 5. Secciones características de los tramos de laminación del río Albaida	27
Tabla 6. Coeficientes de no simultaneidad de las cuencas	29
Tabla 7. Curva de embalse y desagüe de la presa de Forata	33
Tabla 8. Curva de embalse y desagüe de la presa de Estubeny	34
Tabla 9. Curva de embalse y desagüe de la presa de Montesa	34
Tabla 10. Curva de embalse y desagüe de la presa de Marquesado	35
Tabla 11. Datos de aforos empleados (los datos en azul son caudales tomados como datos históricos)	39
Tabla 12. Caudales obtenidos por simulación	41
Tabla 13. Caudales máximos del río Júcar en Huerto Mulet sin las presas de Tous, Escalona, Bellús y Forata	44
Tabla 14. Caudales máximos en los afluentes para distintos periodos de retorno. Nota: las cifras entre paréntesis corresponden a la situación de régimen natural, es decir, sin las presas de Bellús y Forata	46
Tabla 15. Caudales punta de los hidrogramas de diseño para distintos periodos de retorno	48
Tabla 16. Caudales punta en la situación anterior y posterior a la construcción de las presas de Estubeny y Marquesado	57
Tabla 17. Caudales máximos del Albaida para cada tormenta, con y sin la presa de Montesa	77
Tabla 18. Caudales punta de los hidrogramas de diseño para distintos periodos de retorno en la situación actual	117
Tabla 19. Caudales punta de los hidrogramas de diseño para distintos periodos de retorno en la situación hipotética con las presas de Estubeny, Montesa y Marquesado	118
Tabla 20. Comparación de los caudales punta (m ³ /s) de los principales afluentes obtenidos en el estudio hidrológico con los obtenidos en anteriores estudios	138
Tabla 21. Comparación de caudales con la hidrología antigua y la hidrología nueva en la situación actual	139
Tabla 22. Comparación de caudales con la hidrología antigua y la hidrología nueva en la situación con la presas de Estubeny, Montesa y Marquesado	139
Tabla 23. Caudales en el entorno de la A-7 con la modelización antigua	140
Tabla 24. Caudales en el entorno de la A-7 con la modelización nueva	140
Tabla 25. Caudales en el entorno de la A-7 con la modelización antigua revisando las cotas de vertido del Júcar	142



1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio forma parte de los trabajos realizados por el CEDEX en el marco del convenio firmado entre la Dirección General del Agua y el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), para la realización del “*Estudio y dimensionamiento de actuaciones estructurales de defensa y zonificación de la llanura de inundación del río Júcar*”. Este convenio tiene por objeto principal el estudio detallado y el dimensionamiento de las principales actuaciones estructurales propuestas dentro del “*Plan Global frente a Inundaciones en la Ribera del Júcar*” (CHJ, 2000). Otro objetivo es disponer de una cartografía de riesgo de la llanura de inundación, acorde con las futuras actuaciones, que servirá de base para la puesta en práctica de las actuaciones de carácter no estructural.

En concreto el objeto del presente informe es el estudio hidrológico del río Júcar aguas abajo de Tous, así como el estudio hidráulico de la plana de inundación, con dos objetivos fundamentales:

- Determinar los hidrogramas correspondientes a avenidas de bajo periodo de retorno (1.5, 2, 5 y 10 años) en dicho río y sus afluentes. El conocimiento de estos hidrogramas es necesario para el dimensionamiento del cauce de aguas bajas del acondicionamiento del río Júcar, una de las principales actuaciones propuestas en el “*Plan Global frente a Inundaciones en la Ribera del Júcar*”. Esto completará el estudio hidrológico realizado en anteriores convenios (CEDEX, 1998a) y permitirá comprobar la bondad de las estimaciones realizadas entonces para los caudales de mayor periodo de retorno.

El río Júcar penetra en la plana de inundación aguas abajo de su confluencia con el río Albaida, en las inmediaciones de la población de Alberique. Por otra parte, los afluentes del Júcar que confluyen con él dentro de la plana de inundación son los ríos Verde y Magro, y los barrancos Murta, Barcheta, Estrecho y Casella de la Fuente.

- Calcular de forma detallada la reducción de caudales conseguida con las presas de Sellent, Montesa y Marquesado, propuestas en el mencionado Plan. En el caso de la presa de Montesa, sobre el río Cañoles, situada en paralelo a la ya existente presa de Bellús, la metodología y las hipótesis asumidas habitualmente para establecer la tormenta de diseño no son suficientes para determinar con precisión la reducción de caudales conseguida. Se han realizado estudios específicos sobre la formación y evolución de las tormentas de la zona, mediante el empleo de un modelo matemático que genera lluvias convectivas mediante procedimientos estocásticos, en concreto, mediante el modelo RAINGEN desarrollado por la Universidad Politécnica de Valencia.

El estudio se ha centrado en la zona situada aguas abajo de la presa de Tous debido a que la nueva presa de Tous tiene un efecto laminador tan importante sobre las avenidas



CEDEX

originadas aguas arriba de la misma que, en la situación actual, la cuenca del Júcar vertiente a Tous tiene una importancia secundaria en las inundaciones de las Riberas.

El estudio se ha abordado mediante la aplicación de las técnicas del cálculo hidrometeorológico de avenidas, para lo cual se ha empleado el modelo matemático HEC-HMS. El cálculo de avenidas mediante métodos hidrometeorológicos está basado en la simulación del proceso precipitación-escorrentía, partiendo del dato de lluvia sobre la cuenca (no solo la precipitación total sino también su distribución temporal y espacial) y de las características físicas de la misma.

El modelo hidrometeorológico se ha complementado con el estudio de las leyes de frecuencia de caudales en determinados puntos clave en los que se disponía de información foronómica. Las series de datos existentes no son de longitud suficiente para permitir por sí mismas el cálculo estadístico de los caudales de periodo de retorno alto, pero sí permiten deducir los de periodo de retorno bajo. Esto, completado con los datos disponibles de las avenidas históricas, ha permitido conocer la tendencia de la ley de frecuencia de caudales y, de esta forma, ajustar los parámetros del modelo hidrometeorológico para que la reproduzcan. Esta calibración del modelo HEC-HMS se ha realizado empleando los datos de aforos disponibles en los ríos Albaida, Sellent y Magro, extrapolando posteriormente la calibración de estos ríos al resto de cuencas.

En cuanto al estudio hidráulico se ha llevado a cabo mediante el modelo matemático hidráulico GisPlana, desarrollado en anteriores trabajos, en el cual se introducirán los hidrogramas de diseño como condiciones de contorno.

A lo largo del presente informe se expone con detalle la metodología y los parámetros empleados en el estudio, así como los resultados obtenidos en el mismo.



2. ESTUDIO HIDROLÓGICO

2.1. MODELIZACIÓN DEL PROCESO PRECIPITACIÓN-ESCORRENTÍA

2.1.1. Metodología de cálculo empleada

El estudio se ha abordado mediante la aplicación de las técnicas del cálculo hidrometeorológico de avenidas con modelo matemático distribuido. Los modelos matemáticos distribuidos para cálculo de avenidas están basados en la simulación del proceso precipitación-escorrentía partiendo del dato de lluvia sobre la cuenca y de una serie de parámetros hidrológicos propios de la cuenca y que están relacionados con sus características físicas. El dato de lluvia, así como algunos de los parámetros hidrológicos, se introducen en el modelo en forma de capa raster (retícula formada por píxeles o celdas con información asociada), es decir, teniendo en cuenta su variación espacial, además de la variación temporal y su valor total. Esto permite realizar un cálculo más detallado de la generación de escorrentía en el caso de precipitaciones pequeñas que con el empleo de modelos agregados o semidistribuidos, lo que posibilita el cálculo de los caudales de bajo periodo de retorno.

El modelo matemático empleado ha sido el HEC-HMS, que permite el tratamiento de la información, tanto de precipitación como física de la cuenca, en forma de mapas raster, es decir, discretizándola en celdas o píxeles de igual tamaño que cubren toda la superficie del estudio. Este modelo fue desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.E.U.U. HEC-HMS forma parte del proyecto HEC de desarrollo de nueva generación de software. El modelo está diseñado para simular el proceso lluvia-escorrentía en redes de drenaje.

Permite resolver problemas de cualquier complejidad mediante la combinación de distintos módulos de cálculo, siendo los más importantes los siguientes:

- Cálculo de la escorrentía superficial
- Propagación y laminación de hidrogramas
- Combinación de hidrogramas
- Derivación de caudales

En cada uno de estos módulos el programa permite el empleo de distintos métodos de cálculo, abarcando la mayor parte de las opciones existentes.

El cálculo de la lluvia neta requiere la aplicación de alguno de los métodos existentes para la estimación de las pérdidas por la intercepción de la vegetación, por almacenamiento en depresiones del terreno y por infiltración. Las pérdidas por evapotranspiración son despreciables en el análisis de la mayoría de las crecidas. En este trabajo se ha empleado el método del Soil Conservation Service (S.C.S.), de uso muy extendido y cuyos parámetros se pueden estimar con facilidad a partir de los datos



de tipos y usos de los suelos de la cuenca. El parámetro que se utiliza para el cálculo de las pérdidas en este método es el número de curva. Para este trabajo se ha contado con el mapa de números de curva, en forma de capa raster, realizado para toda la España peninsular en la tesis doctoral "*Análisis de nuevas fuentes de datos para la estimación del parámetro número de curva del modelo hidrológico del SCS: datos de perfiles de suelos y teledetección*" (M. Ferrer, 2002). Estos valores del número de curva se han trasladado posteriormente a un fichero de texto, denominado fichero de parámetros, y que está asociado al modelo hidrológico.

Para el cálculo del hidrograma de escorrentía superficial se ha empleado la aplicación distribuida del hidrograma unitario de Clark. El hidrograma unitario de Clark tiene en cuenta el traslado de los caudales dentro de la cuenca a partir del tiempo de viaje desde cada píxel, estimado a partir del recorrido hasta el punto de salida a través de la red de drenaje y el tiempo de concentración de la cuenca. Posteriormente los caudales se laminan a través de un embalse lineal de coeficiente K, para tener en cuenta la laminación en cuenca. En el fichero de parámetros antes mencionado se introduce la distancia por la red de drenaje de cada celda al punto de salida de la cuenca.

A partir de los hidrogramas de escorrentía de cada subcuenca se puede calcular el hidrograma de la cuenca total, teniendo en cuenta la propagación y laminación de los mismos en los distintos tramos de río y su combinación en los puntos de confluencia. Para el cálculo de la propagación y laminación en cauce se han empleado distintos métodos en función de la información de la que se disponía. Los métodos de la laminación utilizados son Muskingum-Cunge en la cuenca del Albaida, Puls en el tramo del Júcar desde Tous hasta la entrada a la plana de inundación y Muskingum en el resto.

Como resumen, los métodos elegidos para el desarrollo del presente estudio son los siguientes:

- Definición de la precipitación para toda la cuenca, mediante ficheros en formato binario y de extensión .dss, creados a partir de los mapas raster de precipitación que contienen tanto su distribución temporal como espacial.
- Cálculo de la lluvia neta por el método del S.C.S, teniendo en cuenta la variación espacial de los valores del número de curva en el interior de la cuenca.
- Empleo del modelo ModClark, aplicación distribuida del hidrograma unitario de Clark, para el paso de precipitación neta a escorrentía directa.
- Propagación de la onda de avenida y cálculo de la laminación en cauce mediante los métodos de Muskingum-Cunge, Muskingum y Puls, en función de la información disponible.

En los próximos apartados se describen con mayor detalle los métodos de cálculo empleados.



2.1.2. Características de las cuencas

2.1.2.1. Definición de subcuencas

El presente estudio hidrológico de la cuenca del Júcar, que se aborda mediante modelo matemático distribuido, no requiere su división en subcuencas de características hidrológicas y precipitaciones homogéneas, como se hizo en el estudio hidrológico realizado para el Convenio “*Síntesis de las avenidas del río Júcar en su llanura de inundación. Análisis de la situación actual y líneas de actuación*” (CEDEX, 1998a). Sin embargo, es importante contar con una subdivisión de la cuenca de estudio, que nos permita tanto tener en cuenta la presencia de infraestructura como tener nodos donde se puedan consultar los resultados del cálculo. Son necesarios puntos de cálculo, por ejemplo, en los nodos donde el Júcar confluye con sus afluentes, ya que serán los puntos donde obtendremos los hidrogramas que servirán de entrada al modelo hidráulico Gisplana.

Se ha considerado la siguiente división en subcuencas (ver Figura nº 1),

- Júcar 1: cuenca del río Júcar entre la presa de Tous y la confluencia con el río Sellent.
- Júcar 2: cuenca del río Júcar entre la confluencia con el río Sellent y la confluencia con el Albaida.
- Júcar 3: cuenca del río Júcar entre la confluencia con el río Albaida y la confluencia con el Bco. Barcheta.
- Júcar 4: cuenca del río Júcar entre la confluencia con el Bco. Barcheta y la confluencia con el río Verde.
- Júcar 5: cuenca del río Júcar entre la confluencia con el río Verde y la confluencia con el Magro.
- Júcar 6: cuenca del río Júcar entre la confluencia con el Magro y su desembocadura en el mar.
- Sellent: cuenca del río Sellent.
- Clariano: cuenca del río Clariano.
- Albaida 01: cuenca del río Albaida hasta la confluencia con el Clariano.
- Albaida 0: cuenca del río Albaida desde la confluencia con el Clariano hasta la presa de Bellús.
- Albaida 1: cuenca del río Albaida entre la presa de Bellús y la confluencia con el río Cañoles.



CEDEX

- Albaida 2: cuenca del río Albaida entre la confluencia con el río Cañoles y la confluencia con el río Barcheta.
- Albaida 3: cuenca del río Albaida entre la confluencia con el río Barcheta y su desembocadura en el Júcar.
- Cañoles 1: cuenca del río Cañoles aguas arriba de la presa de Montesa.
- Cañoles 2: cuenca del río Cañoles entre la presa de Montesa y la confluencia con el Albaida.
- Barcheta: cuenca del río Barcheta.
- Bco. Barcheta: cuenca del Bco. Barcheta.
- Casella: cuenca de los Bcos. Estrecho y Casella de la Fuente.
- Verde: cuenca del río Verde.
- Bco. Murta: cuenca del Bco. de la Murta.
- Magro 1: cuenca del río Magro aguas arriba de la presa de Forata.
- Magro 2: cuenca del río Magro entre la presa de Forata y la presa de Marquesado.
- Magro 3: cuenca del río Magro entre la presa de Marquesado y su confluencia con el Júcar.

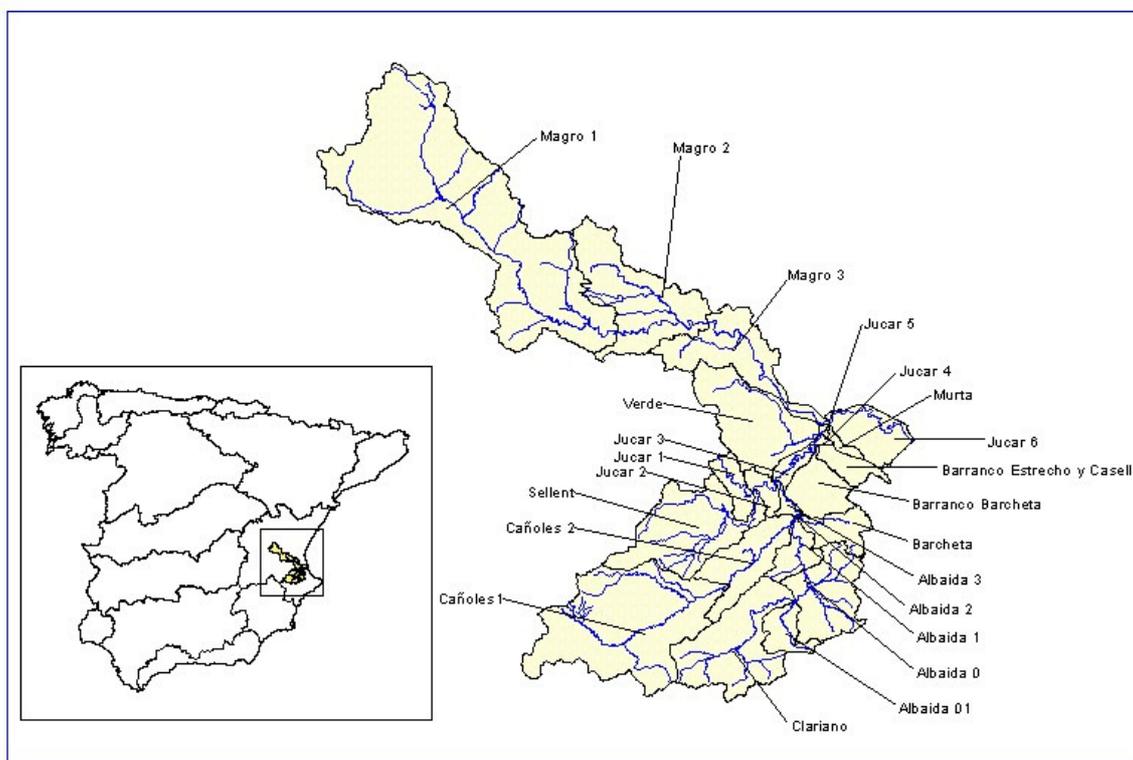


Figura 1. División en subcuencas para la modelización hidrológica

Para construir el modelo matemático HEC-HMS es necesario completar la división en subcuencas con tramos de propagación y laminación y con puntos de combinación de hidrogramas. El esquema de cálculo resultante se muestra en la Figura nº 2, correspondiendo los tramos de laminación y puntos de combinación indicados a los siguientes:

- LAM J0: propagación del hidrograma del Júcar desde Tous hasta la confluencia con el río Sellent.
- LAM J1: propagación del hidrograma del Júcar desde la entrada a la plana de inundación hasta la confluencia con el río Albaida.
- LAM J2: propagación del hidrograma del Júcar desde la confluencia con el Albaida hasta la confluencia con los Barrancos Barcheta y Casella.
- LAM J3: propagación del hidrograma del Júcar desde la confluencia con los Barrancos Barcheta y Casella hasta la confluencia con el río Verde.
- LAM J4: propagación del hidrograma del Júcar desde la confluencia con el Verde hasta la confluencia con el río Magro y el Barranco de la Murta.



CEDEX

- LAM J5: propagación del hidrograma del Júcar desde la confluencia con el Magro y la Murta hasta la desembocadura en el mar.
- LAM A0: propagación del hidrograma del Albaida desde la confluencia con el Clariano hasta Bellús.
- LAM A1: propagación del hidrograma del Albaida desde Bellús hasta la confluencia con el río Cañoles.
- LAM A2: propagación del hidrograma del río Cañoles desde la presa de Montesa hasta la confluencia con el Albaida.
- LAM A3: propagación del hidrograma del Albaida desde la confluencia con el río Cañoles hasta la confluencia con el río Barcheta.
- LAM A4: propagación del hidrograma del Albaida desde la confluencia con el Barcheta hasta su desembocadura en el Júcar.
- LAM M1: propagación del hidrograma del Magro desde la presa de Forata hasta la presa de Marquesado.
- LAM M2: propagación del hidrograma del Magro desde la presa de Marquesado hasta la confluencia con el Júcar.
- COM J1: combinación de hidrogramas en la confluencia del Júcar y el Sellent.
- COM J2: combinación de hidrogramas en la confluencia del Júcar y el Albaida.
- COM J3: combinación de hidrogramas en la confluencia del Júcar con los Bcos. Barcheta, Estrecho y Casella de la Fuente.
- COM J4: combinación de hidrogramas en la confluencia del Júcar y el río Verde.
- COM J5: combinación de hidrogramas en la confluencia del Júcar con el Magro y el Bco. Murta.
- COM A0: combinación de hidrogramas en la confluencia del Albaida y el Clariano.
- COM A1: combinación de hidrogramas del Albaida en la presa de Bellús.
- COM A2: combinación de hidrogramas del Albaida en la confluencia con el río Cañoles
- COM A3: combinación de hidrogramas en la confluencia del Albaida con el río Barcheta.

- COM A4: combinación de hidrogramas en el Albaida antes de su confluencia con el Júcar.
- COM M1: combinación de hidrogramas del Magro en la presa de Marquesado.
- COM M2: combinación de hidrogramas en el Magro antes de su confluencia con el Júcar.

El esquema de cálculo indicado se completa con los hidrogramas de vertido de las presas de Tous y Bellús.

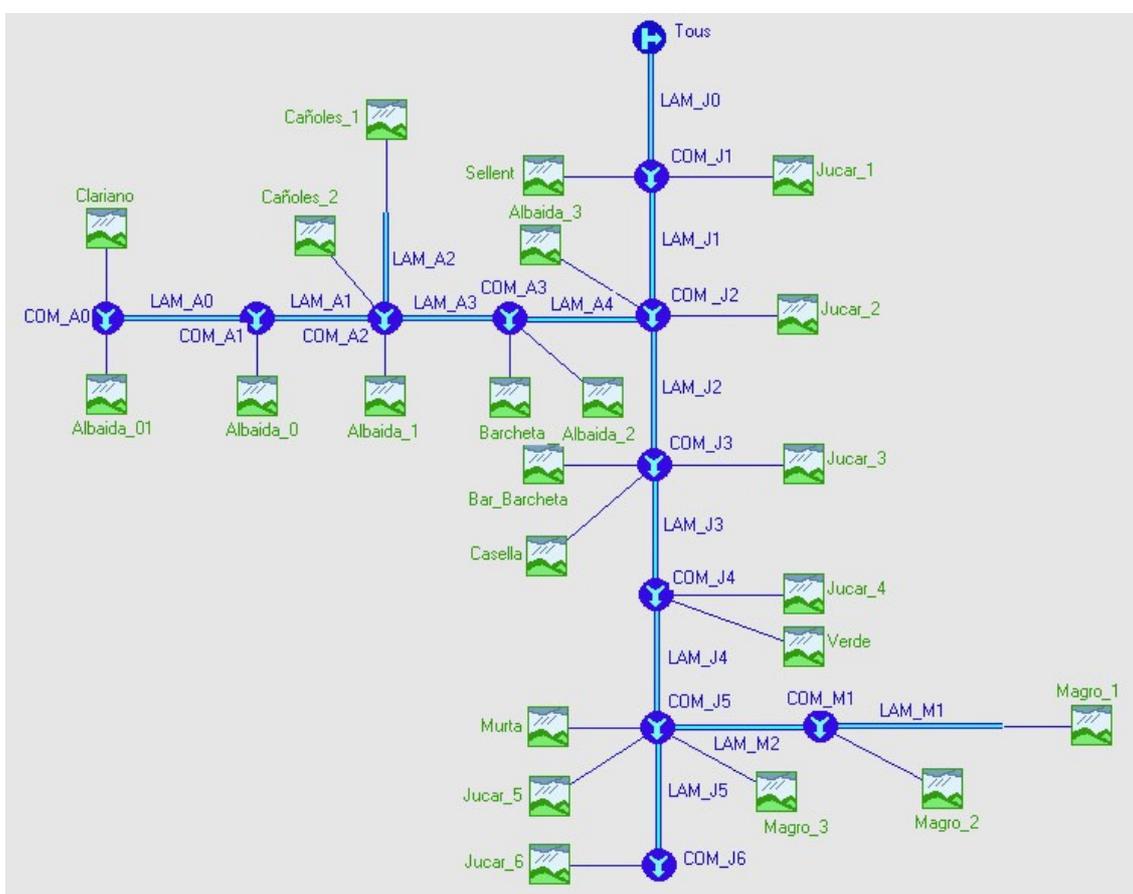


Figura 2. Esquema de cálculo del modelo hidrológico

2.1.2.2. Características físicas de las subcuencas. Fichero de parámetros.

Para realizar el cálculo mediante el modelo distribuido la superficie total del estudio se discretiza en celdas o píxeles de superficie 1km x 1km, siendo necesario suministrar al programa los parámetros correspondientes a cada píxel, lo que se hace mediante un fichero denominado fichero de parámetros de la cuenca.



De esta manera, las características físicas de las subcuencas quedan descritas en el fichero de parámetros cuya estructura, que se observa en un ejemplo en la figura 3, es la siguiente:

- El fichero se estructura por subcuencas. A cada subcuenca del modelo se le asocian el conjunto de celdas de la discretización que se encuentran incluidas en su contorno. Estas celdas aparecen en filas bajo el nombre de la subcuenca a la que pertenecen. La identificación de las celdas se realiza, mediante su coordenada X e Y (cuyos valores figuran en las dos primeras columnas del fichero), referidas a un sistema de coordenadas local arbitrario, el cual tiene su origen en el extremo inferior izquierdo del recuadro tomado como límite de todas las capas de información y que abarca toda la zona de estudio (este recuadro coincide con el límite del MDT representado en la Figura 4).

Parameter	Order	xCoord	yCoord	TravelLength	Area	ScsCn
End:						
SUBBASIN:	Magro1					
GRIDCELL:	46	66	124.23	0.01	50.0634	
GRIDCELL:	60	66	98.67	0.03	45.3365	
GRIDCELL:	61	66	99.08	0.01	45.3365	
GRIDCELL:	44	67	126.05	0.11	50.0634	
GRIDCELL:	45	67	123.64	0.43	50.0634	
GRIDCELL:	46	67	105.08	0.88	55.7609	
GRIDCELL:	47	67	113.74	0.72	38.7508	
GRIDCELL:	48	67	113.91	0.18	38.7508	
GRIDCELL:	58	67	100.50	0.06	45.3365	
GRIDCELL:	59	67	100.08	0.55	45.3365	
GRIDCELL:	60	67	84.36	0.92	45.3365	
GRIDCELL:	61	67	83.94	0.95	45.3365	
GRIDCELL:	62	67	83.53	0.35	45.3365	
GRIDCELL:	43	68	130.3	0.16	50.0634	
GRIDCELL:	44	68	126.47	0.81	50.0634	
GRIDCELL:	45	68	103.67	1.00	55.7609	
GRIDCELL:	46	68	104.08	1.00	55.7609	
GRIDCELL:	47	68	103.67	1.00	38.7508	
GRIDCELL:	48	68	104.08	0.89	38.7508	
GRIDCELL:	49	68	113.91	0.29	55.7609	
GRIDCELL:	56	68	118.91	0.03	45.3365	
GRIDCELL:	57	68	91.18	0.43	45.3365	
GRIDCELL:	58	68	91.60	0.97	45.3365	
GRIDCELL:	59	68	85.77	1.00	45.3365	
GRIDCELL:	60	68	83.94	1.00	45.3365	
GRIDCELL:	61	68	82.94	1.00	45.3365	
GRIDCELL:	62	68	82.53	1.00	55.7609	
GRIDCELL:	63	68	82.11	0.86	45.3365	

Figura 3. Fichero de parámetros asociado al modelo hidrológico HEC-HMS

- En la tercera columna del fichero se le asigna a cada celda una distancia (Travel Length) que se ha calculado previamente partiendo de un modelo digital del terreno y que representa la distancia de la celda al punto de salida de la cuenca a través de la red de drenaje.
- El siguiente dato asociado a las celdas es la parte del área del píxel que se encuentra contenida dentro del contorno que define cada subcuenca. En las celdas contenidas íntegramente en la subcuenca el área será de 1 km², mientras que en las que están parcialmente dentro el área será menor.

- En la última columna del fichero de parámetros se proporciona el valor del número de curva correspondiente a cada celda, cuyo cálculo se explica en el siguiente apartado.

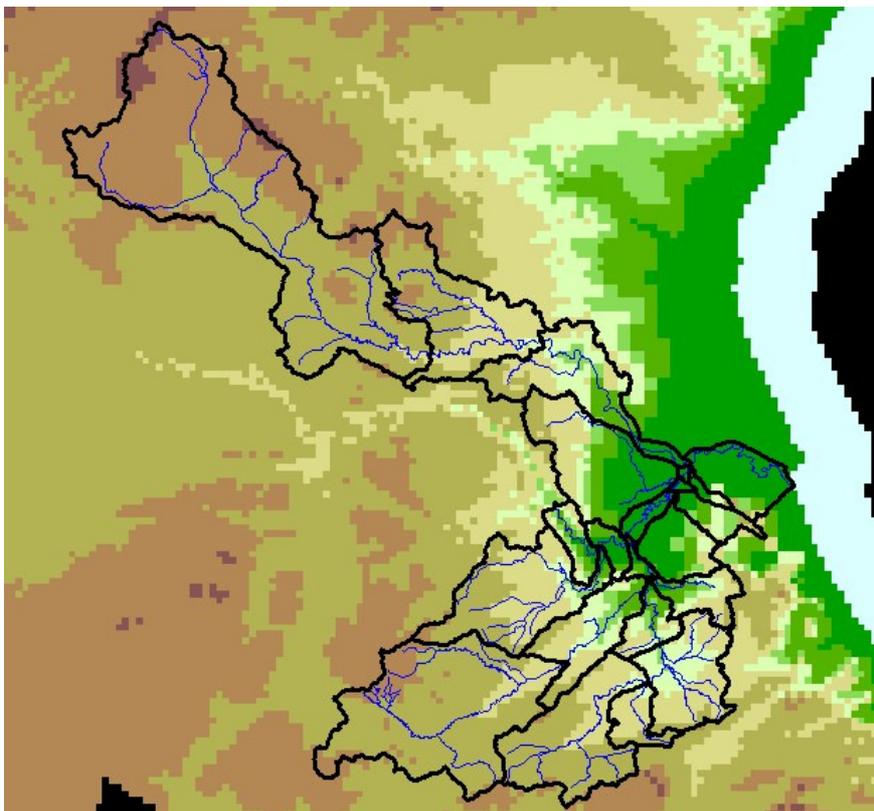


Figura 4. MDT utilizado para crear el fichero de parámetros

2.1.2.3. Obtención de parámetros hidrológicos

2.1.2.3.1. Obtención del número de curva

En el presente estudio, como ya se ha comentado, se ha realizado el cálculo de las pérdidas mediante el método propuesto por el Soil Conservation Service (S.C.S.) que trabaja con el concepto de número de curva. La formulación propuesta por el S.C.S. es la siguiente:

$$E = 0 \quad \text{si } P \leq P_0$$

y para $P > P_0$:

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



CEDEX

donde:

E = lluvia neta

P = lluvia total

P_0 = umbral de escorrentía

S = retención máxima posible

El S.C.S., a partir de datos empíricos, obtuvo la siguiente relación entre el umbral de escorrentía y la máxima retención:

$$P_0 = 0.2 S$$

Por tanto, la formulación propuesta por el S.C.S. queda en función de un único parámetro P_0 o S cuyo valor se puede estimar a partir del número de curva de la cuenca mediante la siguiente relación (con P_0 en mm):

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

El S.C.S., a partir del análisis de datos experimentales, define el valor del número de curva de una cuenca en función de los tipos y usos de los suelos de la misma. En este estudio se ha empleado la tabla adjunta (Tabla nº 1), que da el valor del P_0 en función de las características anteriores. Está obtenida a partir de la original del S.C.S. y es la propuesta en la normativa sobre drenaje transversal de carreteras (MOPU,1990). Estas características junto con la pendiente del terreno y su humedad inicial determinan la lluvia neta, la parte de la lluvia total que no queda interceptada por la vegetación, almacenada en depresiones del terreno o infiltrada (pérdidas). La lluvia neta es, por tanto, la que produce escorrentía y genera la onda de avenida.



USO DEL SUELO	PENDIENTE %	CARACTERISTICAS HIDROLOGICAS	GRUPO SUELO			
			A	B	C	D
Barbecho	≥ 3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	< 3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	≥ 3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	< 3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	≥ 3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	< 3	R/N	34	21	14	12
Rotación de cultivos Pobres	≥ 3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	< 3	R/N	30	19	13	10
Rotación de cultivos Densos	≥ 3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	< 3	R/N	47	25	16	13
Praderas	≥ 3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	70	33	18	13
		Muy buena	80	41	22	15
	< 3	Pobre	58	25	12	7
		Media	80	35	17	10
		Buena	120	55	22	14
		Muy buena	250	100	25	16
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal	≥ 3	Pobre	62	28	15	10
		Media	80	34	19	14
		Buena	100	42	22	15
	< 3	Pobre	75	34	19	14
		Media	95	42	22	15
		Buena	150	80	25	16
Masas forestales (bosque, monte Bajo, etc.)		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	75	34	22	16
		Espesa	90	47	31	23
		Muy espesa	120	65	43	33
Rocas permeables	≥ 3			3		
	< 3			5		
Rocas impermeables	≥ 3			2		
	< 3			4		

Tabla 1. Valor medio del parámetro P₀ (mm)



El método utiliza la siguiente clasificación de usos y tipos de suelo:

Clasificación de usos de suelo

- Barbecho
- Cultivos en hilera
- Cereales de invierno
- Rotación de cultivos pobres
- Rotación de cultivos densos
- Praderas
- Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal
- Masas forestales (bosque, monte bajo, etc.)
- Rocas permeables
- Rocas impermeables

Clasificación de tipos de suelo

- Grupo A: En ellos el agua se infiltra rápidamente, aun cuando estén muy húmedos. Profundos y de texturas gruesas (arenosas o areno-limosas), están excesivamente drenados.
- Grupo B: Cuando están muy húmedos tienen una capacidad de infiltración moderada. La profundidad del suelo es de media a profunda, y su textura franco-arenosa, franca, franco-arcillosa o franco-limosa. Están bien o moderadamente drenados.
- Grupo C: Cuando están muy húmedos la infiltración es lenta. La profundidad del suelo es inferior a la media y su textura es franco-arcillosa, franco-arcillo-limosa o arcillo-arenosa. Son suelos imperfectamente drenados.
- Grupo D: Cuando están muy húmedos la infiltración es muy lenta. Tienen horizontes de arcilla en la superficie o próximos a ella y están pobremente o muy pobremente drenados. También se incluyen aquí los terrenos con nivel freático permanentemente alto y suelos de poco espesor (litosuelos).



Como se comentó anteriormente, en este trabajo se ha empleado el mapa de números de curva, realizado para toda la España peninsular en la tesis doctoral “*Análisis de nuevas fuentes de datos para la estimación del parámetro número de curva del modelo hidrológico del SCS: datos de perfiles de suelos y teledetección*” (M. Ferrer, 2002). El mapa, en formato raster, tiene una resolución espacial de 1 km x 1 km (Figuras 5 y 6).

El mapa fue obtenido estimando de la siguiente manera cada una de las variables que intervienen en su valor:

- Pendiente: mediante un SIG a partir de un modelo digital del terreno.

Grupos hidrológicos: Se ha partido de una base de datos de perfiles de suelo distribuidos por todo el área de estudio, se ha realizado un análisis estadístico con el objetivo de establecer para cada tipo de suelo funciones de edafotransferencia (PTF) con las que relacionar de una manera cuantitativa la tasa mínima de infiltración (f_c) con el contenido de arena, arcilla y materia orgánica. De esta manera, aunque se desconozca el tipo de suelo, si se tiene información sobre su textura, se puede estimar su tasa mínima de infiltración. El siguiente paso fue la obtención de un mapa de f_c mediante interpolación espacial por krigging, a partir de los valores de los perfiles de suelo donde es conocido. Por último, se ha establecido una equivalencia entre los valores de f_c y los cuatro grupos hidrológicos del SCS. El resultado muestra una cierta correspondencia entre el grupo B y la España hercínica, y entre el C y las cuencas sedimentarias. Los grupos A y D serían poco frecuentes.

- Usos del suelo: a partir de la información contenida en el CORINE Land Cover, realizando una correspondencia entre su leyenda y las clases de usos de suelo que se emplean para determinar el número de curva.

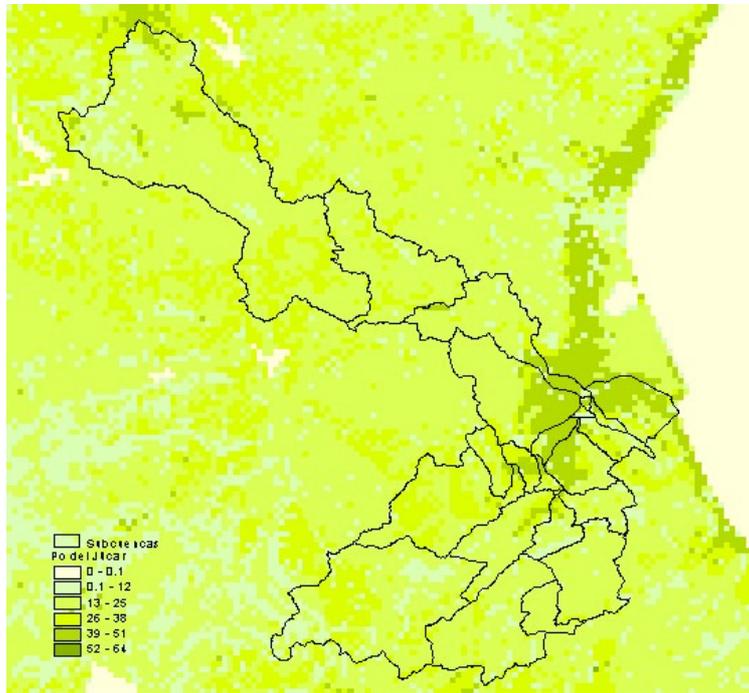


Figura 5. Mapa raster de Po de la cuenca

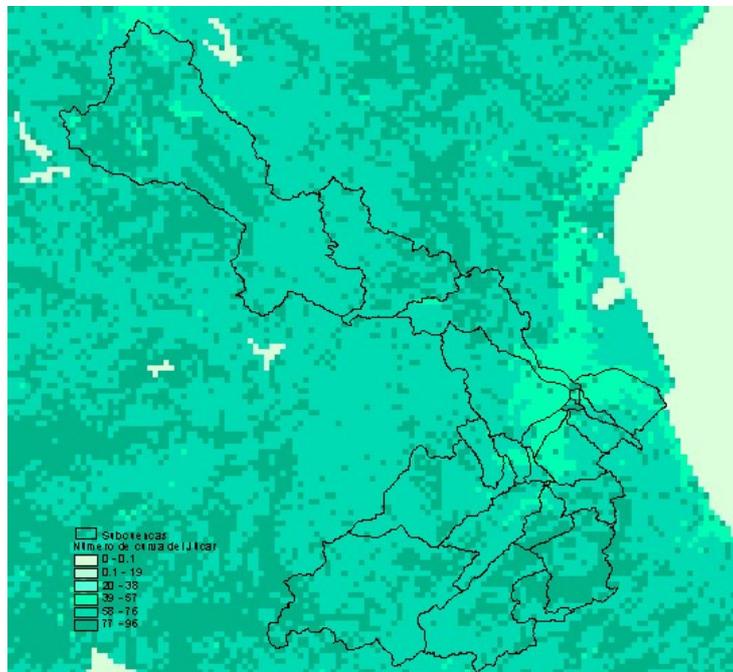


Figura 6. Mapa raster del número de curva de la cuenca



El S.C.S. define el valor del número de curva o del P_0 en función de tres condiciones iniciales de humedad: seca, media y húmeda. Dicha humedad inicial se define en función de la lluvia caída en los cinco días anteriores a la tormenta de diseño. La tabla 1 corresponde a condiciones medias de humedad inicial. Por tanto, el número de curva que se asigna a cada celda en el fichero de parámetros corresponde a condiciones medias de humedad.

En general, lo más correcto es calibrar el valor del P_0 o del número de curva en función de los datos disponibles de avenidas de la zona. De esta manera se puede llegar a conocer el valor medio del umbral de escorrentía para la humedad inicial del suelo más habitual en la época de ocurrencia de avenidas. En este trabajo se ha calibrado en las cuencas de los ríos Albaida, Sellent y Magro (los afluentes más importantes aguas abajo de Tous) a partir de los datos de aforos disponibles (tanto sistemáticos como de avenidas históricas), extrapolando la calibración al resto de cuencas. Los resultados de la calibración se exponen más adelante.

2.1.2.3.2. Tiempos de viaje y coeficiente de almacenamiento

El método de Clark utiliza el concepto de hidrograma unitario instantáneo (HUI) para definir un hidrograma unitario de cuenca que no esté ligado a una determinada duración D de lluvia neta. El HUI se define como el hidrograma que resultaría si una unidad de lluvia neta se repartiera uniformemente sobre la cuenca y a lo largo de un tiempo infinitamente pequeño. Con esta definición, el cálculo del hidrograma requiere la evaluación de la expresión:

$$Q(t) = \int_0^t i(t-r)u(r)dr$$

En la práctica, una vez obtenido el HUI, es más habitual utilizarlo para el cálculo del hidrograma unitario de una duración D dada y emplear directamente la expresión:

$$Q(i) = \sum_{j=1}^i I(i-j+1) \cdot U(j)$$

Siendo:

i = intervalo de cálculo correspondiente al tiempo $i \times D$ horas

$U(j)$ = valor en (m³/s) del hidrograma unitario de D horas correspondiente al tiempo $j \times D$ horas.

$I(i)$ = lluvia neta (mm) comprendida entre los tiempos $(i-1) \times D$ e $i \times D$ horas.

$Q(i)$ = caudal resultante (m³/s) en el tiempo $i \times D$ horas.



Este cálculo se reduce a promediar dos HUI desfasados un intervalo D según:

$$U(t) = 0.5 \cdot [u(t) + u(t - D)]$$

La obtención del HUI de Clark se basa en la hipótesis de que el caudal de desagüe de la cuenca es el resultado de una traslación del volumen neto precipitado y de una laminación por almacenamiento en la cuenca. Esta última fase de laminación es lo que diferencia este método del tradicional procedimiento de las isocronas.

La traslación de la lluvia neta desde el punto en que se genera hasta el desagüe se calcula mediante el trazado de las isocronas de la cuenca y la elaboración del histograma de escorrentía incremental a lo largo del tiempo. La cuenca está dividida en varias áreas por líneas que representan el conjunto de los puntos con igual tiempo de viaje o isocronas. La totalidad del volumen aplicado a la cuenca se desaguará cuando todas las subáreas entre isocronas hayan contribuido al hidrograma.

En el método de ModClark, aplicación distribuida del hidrograma unitario de Clark, no se tienen en cuenta las áreas entre isocronas sino el área de las celdas del raster en que se ha dividido la cuenca y directamente el tiempo de viaje de cada celda al punto de drenaje de la cuenca. El tiempo de viaje de cada celda al punto de drenaje se contabiliza como:

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

Donde T_{celda} es el tiempo de viaje de cada celda, T_c , el tiempo de concentración de la cuenca, D_{celda} , la distancia de cada celda al punto de drenaje de la cuenca por la red de drenaje y D_{max} la distancia mayor dentro de la cuenca al punto de drenaje.

La distancia de viaje de cada celda, D_{celda} , la tenemos en cuenta explícitamente en el fichero de parámetros del modelo. La D_{max} será la mayor de las distancias D_{celda} que se encuentre en cada subcuenca. Y los tiempos de concentración de cada subcuenca calculados mediante la expresión empírica propuesta por J.R. Témez en “Cálculo hidrometeorológico de pequeñas cuencas naturales”, M.O.P.U. (1987), serán los que aparecen en la tabla 2.

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

El hidrograma unitario obtenido de esta forma, coincidente con el obtenido por el tradicional método de las isocronas, debe transformarse para considerar el efecto del



almacenamiento en la cuenca. Esta transformación consiste, en el método de Clark, en una laminación a través de un hipotético embalse lineal colocado en el desagüe de la cuenca.

La formulación del embalse lineal se basa en la conocida expresión:

$$Q = \frac{1}{K} \cdot S$$

Se indica que el caudal (Q) con que desagua es linealmente proporcional al volumen (S) almacenado en un momento dado, siendo $\frac{1}{K}$ la constante de proporcionalidad y K el coeficiente de almacenamiento de la cuenca (tabla 2).

El cálculo de la laminación se basa en la ecuación de continuidad que puede escribirse como:

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

Siendo:

I(t): el hidrograma de entrada al embalse lineal en el tiempo t.

Q(t): el hidrograma de salida del embalse lineal en el tiempo t.

S(t): volumen almacenado en el embalse lineal en el tiempo t.

Al discretizar y expresar en diferencias finitas la ecuación anterior en el intervalo de duración Δt comprendido entre el tiempo i y el tiempo i+1 resulta:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} = \frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t}$$

Asumiendo la relación del embalse lineal y sustituyendo, resulta:

$$Q_{i+1} = C_0 \cdot Q_i + C_0 \cdot I_{i+1} + C_1 \cdot Q_{i+1}$$

Siendo:

$$C_0 = \frac{\frac{\Delta t}{K}}{\left(\frac{\Delta t}{K}\right) + 2}; \quad C_1 = \frac{2 - \left(\frac{\Delta t}{K}\right)}{\left(\frac{\Delta t}{K}\right) + 2}$$



El cálculo del hidrograma de Clark se reduce a resolver secuencialmente para cada intervalo de tiempo la ecuación anterior.

Obtención de los parámetros

El hidrograma expuesto se basa, además de en la distancia de cada celda al punto de drenaje de la cuenca, en dos parámetros:

T_v : tiempo de viaje en horas

K : coeficiente de almacenamiento en horas

Estos parámetros están relacionados directamente con la forma del hidrograma unitario considerado. Si asumimos el hidrograma del SCS, estamos asumiendo una relación fija entre los parámetros T_v y K :

$$\begin{aligned} K &= 0.5 \cdot T_p & T_v &= 1.7 \cdot T_p - D \\ T_p &= D + T_{dp} & T_{dp} &= \frac{3}{8} \cdot T_c - \frac{D}{8} \end{aligned}$$

siendo $D = 0.5$ h

De la formulación anterior obtenemos la siguiente tabla de valores para cada subcuenca del modelo:

CUENCA	Tc (h)	Tdp (h)	Tp (h)	K (h)	Tv (h)
JUCAR 1	5.61	2.04	2.54	1.27	3.82
JUCAR 2	4.45	1.61	2.11	1.05	3.08
JUCAR 3	9.52	3.51	4.01	2.00	6.31
JUCAR 4	1.58	0.53	1.03	0.51	1.25
JUCAR 5	1.85	0.63	1.13	0.56	1.42
JUCAR 6	15.49	5.75	6.25	3.12	10.12
SELLENT	10.00	3.69	4.19	2.09	6.62
CLARIANO	9.19	3.38	3.88	1.94	6.10
ALBAIDA 01	5.12	1.86	2.36	1.18	3.51
ALBAIDA 0	5.99	2.18	2.68	1.34	4.06
ALBAIDA 1	6.44	2.35	2.85	1.43	4.35
ALBAIDA 2	0.17	0.00	0.50	0.25	0.35
ALBAIDA 3	4.03	1.45	1.95	0.97	2.81
CAÑOLES 1	11.12	4.11	4.61	2.30	7.33
CAÑOLES 2	8.25	3.03	3.53	1.76	5.50
BARCHETA	8.97	3.30	3.80	1.90	5.96
BAR. BARCHETA	6.21	2.26	2.76	1.38	4.20
CASELLA	4.18	1.51	2.01	1.00	2.91
VERDE	9.77	3.60	4.10	2.05	6.47
BCO. MURTA	2.86	1.01	1.51	0.76	2.07
MAGRO 1	21.80	8.11	8.61	4.31	14.14
MAGRO 2	9.77	3.60	4.10	2.05	6.47
MAGRO 3	13.78	5.11	5.61	2.80	9.03

Tabla 2. Tiempos característicos de la cuenca

2.1.2.3.3. Parámetros de propagación de las ondas de avenida

Los métodos hidrológicos de cálculo de la propagación de ondas de avenida son los habitualmente empleados en los modelos de simulación del proceso lluvia-escorrentía debido a su simplicidad. Normalmente requieren la estimación de unos parámetros empíricos que son difíciles de evaluar en ausencia de datos de caudales observados. Estos métodos usan como base la ecuación de la continuidad, que puede escribirse como:

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

Donde:

I(t): hidrograma de entrada en el tramo en el tiempo t.

Q(t): hidrograma de salida en el tramo en el tiempo t.

S(t): volumen almacenado en el tramo en el tiempo t.

Al discretizar y expresar en diferencias finitas la ecuación anterior en el intervalo de duración Δt comprendido entre el tiempo i y el tiempo i+1 resulta:



$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} = \frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t}$$

A partir de esta relación los métodos hidrológicos realizan distintas hipótesis que se desarrollan a continuación para los métodos empleados en este estudio.

Se han empleado distintos métodos de propagación en función de la información de la que se disponía. Los métodos de laminación utilizados son Muskingum-Cunge en la cuenca del Albaida, Puls en el tramo del Júcar desde Tous hasta la entrada a la plana de inundación y Muskingum en el resto.

Se han adoptado los métodos más exactos, Muskingum-Cunge y Puls, siempre que se ha podido, frente al método de Muskingum, que es más sencillo y requiere menor conocimiento de las características del cauce.

El tramo de laminación desde Tous a la entrada a la plana se ha subdividido en cinco subtramos para tratar de reflejar más fielmente las características morfológicas e hidrológicas de éstos. Este tramo de laminación nos dará el hidrograma del Júcar de entrada al modelo hidráulico, combinación de los hidrogramas del Júcar y el Sellent.

2.1.2.3.3.1. Método de Puls modificado

Se ha aplicado el método de Puls en el tramo del Júcar que va de la presa de Tous, recogiendo sus hidrogramas de vertido, hasta la entrada a la plana antes de la confluencia con el río Albaida, recogiendo, por tanto, también los hidrogramas provenientes del Sellent. La información con que se cuenta en esta zona es muy detallada y actualizada. Consiste en cartografía, incluyendo una batimetría del cauce, a escala 1:2000 con equidistancia 0,5m.

El método de Puls es el más empleado de los métodos de laminación, en los que el caudal de salida del tramo de río se supone exclusivamente función del volumen en él almacenado. Con esta hipótesis, el máximo caudal del hidrograma de salida coincidirá con el máximo de volumen almacenado y se alcanzará en el punto de intersección con el hidrograma de entrada, puesto que dicho máximo se corresponde con una variación nula del volumen respecto al tiempo ($dS/dt = 0$) y por tanto el caudal de entrada es igual al de salida, $I = Q$.

Reagrupando la ecuación de continuidad discretizada, resulta:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{Q_i}{2} + \frac{S_i}{\Delta t} = \frac{S_{i+1}}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}}{2}$$

En la cual, para un determinado intervalo de tiempo $i, i+1$, es conocido:

- hidrograma de entrada: I_i, I_{i+1}
- volumen embalsado al comienzo del intervalo: S_i
- caudal de salida al comienzo del intervalo: Q_i

por lo que se puede calcular el término de la izquierda de la ecuación anterior. Si es conocida la ley que relaciona el caudal de salida (Q) y el volumen almacenado (S) es posible resolver la ecuación y obtener los valores buscados.

Un tramo de río puede simularse por el método de Puls asumiendo que su funcionamiento es análogo a un conjunto de N embalses colocados en cascada de modo que las salidas del situado aguas arriba sean las entradas del que se encuentra aguas abajo. El número de embalses será el número de tramos en que subdividamos el río. La longitud del tramo comprendido entre Tous y la entrada a la plana es de aproximadamente 20 Km. Se ha dividido en cinco tramos de características morfológicas semejantes dentro de cada tramo (Figura 7). Los cuatro primeros tramos coinciden con el tramo de laminación LAM J0 que aparece en el esquema de modelización del HMS y el tramo quinto de la división con el tramo del modelo LAM J1.

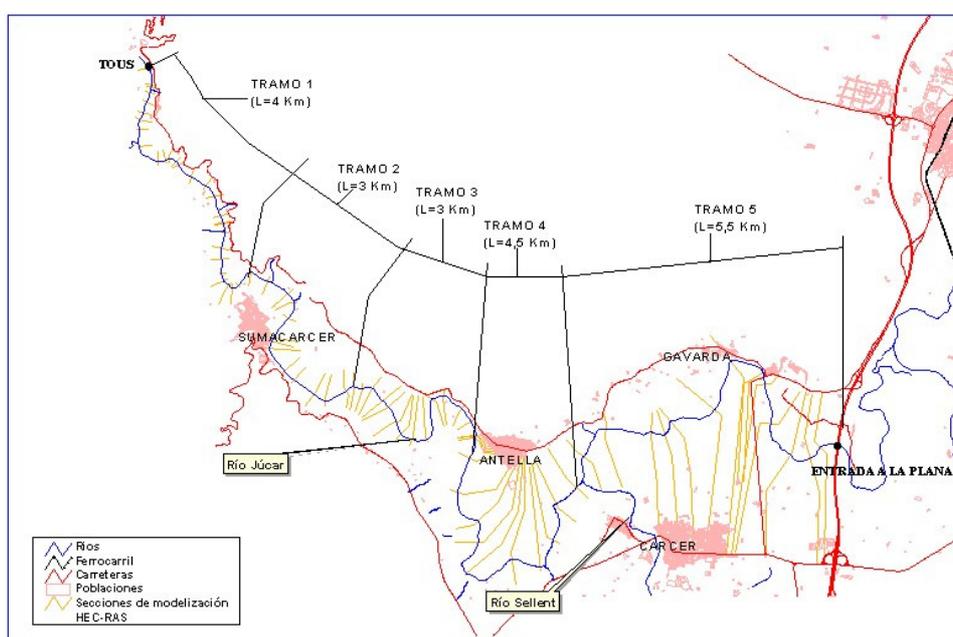


Figura 7. Tramos de laminación desde Tous a la entrada a la plana

Una vez decidido el número de tramos en que se ha dividido el cauce se procede a hallar la relación entre el volumen embalsado en cada tramo y el caudal de salida. Para obtener la relación anterior utilizamos el modelo hidráulico HEC-RAS, del Hydrologic Engineering Center del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU., que nos



permite modelizar el comportamiento hidráulico del tramo a partir de un conjunto de secciones transversales del río y con los coeficientes de rozamiento de la zona. Con el HEC-RAS calculamos el perfil de la lámina de agua en régimen permanente para una batería de caudales que van de 100 a 3000 m³/s tomados de 100 en 100. A partir del perfil obtendremos el volumen de agua almacenado en el tramo para cada valor del caudal, deduciendo así la ley de almacenamiento de cada tramo (Tabla 3). Teniendo las leyes de almacenamiento de los tramos, el esquema de cálculo (Figura 8) y los hidrogramas provenientes de Tous y el Sellent, podremos obtener el hidrograma de entrada al modelo GisPlana por el cauce del Júcar.

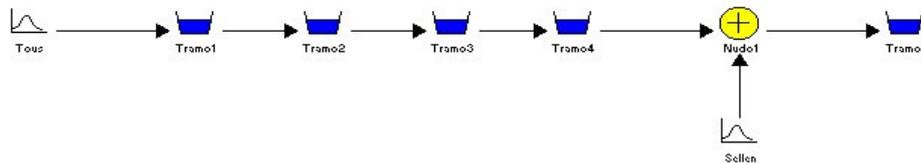


Figura 8. Esquema de modelización del tramo de laminación de Tous a la plana

LEYES DE ALMACENAMIENTO DE LOS TRAMOS DEL JUCAR DESDE TOUS A LA ENTRADA A LA PLANA									
TRAMO_1		TRAMO_2		TRAMO_3		TRAMO_4		TRAMO_5	
Q=100 m3/s	1108	Q=100 m3/s	346	Q=100 m3/s	594	Q=100 m3/s	453	Q=100 m3/s	488
Q=200 m3/s	1361	Q=200 m3/s	528	Q=200 m3/s	768	Q=200 m3/s	917	Q=200 m3/s	1089
Q=300 m3/s	1579	Q=300 m3/s	685	Q=300 m3/s	923	Q=300 m3/s	1297	Q=300 m3/s	2001
Q=400 m3/s	1772	Q=400 m3/s	833	Q=400 m3/s	1082	Q=400 m3/s	1687	Q=400 m3/s	2785
Q=500 m3/s	1953	Q=500 m3/s	979	Q=500 m3/s	1228	Q=500 m3/s	2075	Q=500 m3/s	3499
Q=600 m3/s	2127	Q=600 m3/s	1117	Q=600 m3/s	1364	Q=600 m3/s	2380	Q=600 m3/s	4157
Q=700 m3/s	2296	Q=700 m3/s	1264	Q=700 m3/s	1499	Q=700 m3/s	2656	Q=700 m3/s	4800
Q=800 m3/s	2458	Q=800 m3/s	1376	Q=800 m3/s	1737	Q=800 m3/s	2923	Q=800 m3/s	5414
Q=900 m3/s	2612	Q=900 m3/s	1511	Q=900 m3/s	1854	Q=900 m3/s	3205	Q=900 m3/s	6086
Q=1000 m3/s	2765	Q=1000 m3/s	1657	Q=1000 m3/s	1975	Q=1000 m3/s	3469	Q=1000 m3/s	6715
Q=1100 m3/s	2920	Q=1100 m3/s	1787	Q=1100 m3/s	2113	Q=1100 m3/s	3812	Q=1100 m3/s	7312
Q=1200 m3/s	3072	Q=1200 m3/s	1905	Q=1200 m3/s	2253	Q=1200 m3/s	4076	Q=1200 m3/s	7894
Q=1300 m3/s	3218	Q=1300 m3/s	2015	Q=1300 m3/s	2382	Q=1300 m3/s	4331	Q=1300 m3/s	8473
Q=1400 m3/s	3362	Q=1400 m3/s	2121	Q=1400 m3/s	2528	Q=1400 m3/s	4676	Q=1400 m3/s	9043
Q=1500 m3/s	3493	Q=1500 m3/s	2227	Q=1500 m3/s	2666	Q=1500 m3/s	5004	Q=1500 m3/s	9608
Q=1600 m3/s	3627	Q=1600 m3/s	2333	Q=1600 m3/s	2801	Q=1600 m3/s	5265	Q=1600 m3/s	10264
Q=1700 m3/s	3760	Q=1700 m3/s	2443	Q=1700 m3/s	2933	Q=1700 m3/s	5521	Q=1700 m3/s	10868
Q=1800 m3/s	3896	Q=1800 m3/s	2567	Q=1800 m3/s	3069	Q=1800 m3/s	5940	Q=1800 m3/s	11478
Q=1900 m3/s	4020	Q=1900 m3/s	2712	Q=1900 m3/s	3193	Q=1900 m3/s	6232	Q=1900 m3/s	12103
Q=2000 m3/s	4140	Q=2000 m3/s	2797	Q=2000 m3/s	3327	Q=2000 m3/s	6494	Q=2000 m3/s	12736
Q=2100 m3/s	4257	Q=2100 m3/s	2892	Q=2100 m3/s	3462	Q=2100 m3/s	6758	Q=2100 m3/s	13372
Q=2200 m3/s	4373	Q=2200 m3/s	3000	Q=2200 m3/s	3601	Q=2200 m3/s	7010	Q=2200 m3/s	14021
Q=2300 m3/s	4484	Q=2300 m3/s	3113	Q=2300 m3/s	3738	Q=2300 m3/s	7251	Q=2300 m3/s	14670
Q=2400 m3/s	4593	Q=2400 m3/s	3238	Q=2400 m3/s	3874	Q=2400 m3/s	7494	Q=2400 m3/s	15313

LEYES DE ALMACENAMIENTO DE LOS TRAMOS DEL JUCAR DESDE TOUS A LA ENTRADA A LA PLANA									
TRAMO_1		TRAMO_2		TRAMO_3		TRAMO_4		TRAMO_5	
Q=2500 m3/s	4700	Q=2500 m3/s	3359	Q=2500 m3/s	4009	Q=2500 m3/s	7729	Q=2500 m3/s	16128
Q=2600 m3/s	4805	Q=2600 m3/s	3477	Q=2600 m3/s	4141	Q=2600 m3/s	7950	Q=2600 m3/s	16791
Q=2700 m3/s	4908	Q=2700 m3/s	3591	Q=2700 m3/s	4271	Q=2700 m3/s	8168	Q=2700 m3/s	17461
Q=2800 m3/s	5009	Q=2800 m3/s	3701	Q=2800 m3/s	4419	Q=2800 m3/s	8382	Q=2800 m3/s	18139
Q=2900 m3/s	5109	Q=2900 m3/s	3812	Q=2900 m3/s	4553	Q=2900 m3/s	8594	Q=2900 m3/s	18814
Q=3000 m3/s	5207	Q=3000 m3/s	3918	Q=3000 m3/s	4686	Q=3000 m3/s	8803	Q=3000 m3/s	19521

Tabla 3. Leyes de almacenamiento de los tramos de laminación de Tous a la plana (volumen en 1000 m³/s)

Método de Muskingum

Se aplica el método de Muskingum a los tramos del río Magro y a los tramos del Júcar desde la entrada a la plana de inundación hasta el mar. El método de Muskingum relaciona el caudal entrante y saliente del tramo de laminación con el volumen almacenado en el mismo mediante la siguiente expresión lineal:

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

siendo:

S = volumen almacenado en el tramo

I = caudal entrante en el tramo

Q = caudal saliente del tramo

K y X = parámetros del método

El parámetro X es adimensional y varía entre 0 y 0,5. Si toma el primer valor se produce la máxima laminación durante la propagación, y si toma el último la onda se traslada sin laminarse. El parámetro K tiene dimensiones de tiempo y tiene el sentido de tiempo de viaje de la onda.

El valor de estos parámetros varía con las características de los cauces y con el hidrograma que circula por ellos, por lo que son variables de una avenida a otra. En el caso de simular una avenida histórica concreta lo lógico es calibrar su valor con los datos registrados durante la misma, pero si de lo que se trata es de obtener los hidrogramas correspondientes a determinados periodos de retorno los parámetros del método deben adoptar un valor medio representativo de la propagación de las avenidas máximas de la zona. En este caso se suele asumir la simplificación de considerarlos independientes del valor de los caudales circulantes, hipótesis que es razonable pues la variación con el caudal no es demasiado importante y, además, como ya se ha dicho, el valor del parámetro en este caso tiene el sentido de un valor medio representativo.

Para poder calibrar el valor medio de los parámetros en el caso del cálculo de hidrogramas estadísticos, sería necesario analizar los datos de un gran número de



avenidas, información de la que no se dispone. Por esta razón, se ha decidido estimar su valor a partir de las características físicas los cauces, tomando un valor de 2 m/s como velocidad de propagación de las ondas, obteniendo el valor de K a partir de la misma y de la longitud de los tramos indicada anteriormente.

En cuanto al valor del parámetro X, dado que la reducción del caudal punta causada por la laminación en cauce es en general pequeña, se ha adoptado un valor medio igual a 0,25.

No obstante, dada la incertidumbre existente en el valor de los parámetros del método se ha analizado la sensibilidad de los caudales de avenida frente a variaciones razonables en los mismos, habiéndose observado que la variación de los caudales es pequeña.

En la Tabla nº 4 se indican los valores adoptados para los parámetros del método de Muskingum en cada tramo de laminación.

TRAMO LAMINACIÓN	K(h)	X
LAM J2	11.42	0.25
LAM J3	2.16	0.25
LAM J4	1.54	0.25
LAM J5	18.83	0.25
LAM M1	3.93	0.25
LAM M2	5.79	0.25

Tabla 4. Parámetros del método de Muskingum

Método de Muskingum-Cunge

Se ha empleado el método de Muskingum-Cunge en los cuatro tramos de laminación de la cuenca del Albaida, uno en la cuenca del Cañoles, aguas abajo de la presa de Montesa, y otros tres tramos en el Albaida.

Cunge demostró que la resolución por diferencias finitas de las ecuaciones de Saint-Venant y en el caso particular de despreciar los términos de convección y aceleración (ecuación de la onda de difusión) conduce a las mismas expresiones que las resultantes en el método de Muskingum.

La comparación entre las expresiones en diferencias finitas y las tradicionales fórmulas de Muskingum, permite establecer las siguientes relaciones entre los parámetros de Muskingum y las características del cauce y del flujo:

$$K = \frac{\Delta x}{c}$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{B \cdot S_0 \cdot c \cdot \Delta x} \right)$$

siendo:

Δx : longitud del tramo en la discretización efectuada.

c: celeridad de la onda de avenida.

S_0 : pendiente del lecho del cauce(m/m).

Q: caudal del tramo.

B: ancho de la sección.

En el cálculo de la laminación con el HEC-HMS usamos el método de Muskingum-Cunge de 8 puntos, donde se caracteriza a los tramos mediante una sección bitrapezoidal media de todo el tramo, la longitud del mismo, la pendiente de la línea de energía o en su defecto la pendiente media del fondo y los valores del coeficiente de rozamiento para cada parte de la sección (Tabla 5).

SECCIÓN CARACTERÍSTICA LAM A0		SECCIÓN CARACTERÍSTICA LAM A1		SECCIÓN CARACTERÍSTICA LAM A2		SECCIÓN CARACTERÍSTICA LAM A3		SECCIÓN CARACTERÍSTICA LAM A4	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0	134.95	0	105.25	0	151.5	0	63.65	0	41.3
172.5	124.95	76.5	96.25	360	141.5	138	59.55	94	37.95
229.5	122.95	133.5	90.25	650	131.5	168	52.45	140.65	35.15
240.5	118.95	157.5	87.25	672	130	190	50.95	160.85	33.5
330.5	118.95	184.5	87.25	698	130	244	50.95	190.65	33.5
341.5	122.95	208.5	90.25	720	131.5	266	52.45	210.85	35.15
398.5	124.95	265.5	96.25	1190	141.5	296	59.55	257.5	37.95
571	134.95	342	105.25	1730	151.5	434	63.65	351.5	41.3
Longitud (m)	7757	Longitud (m)	14152	Longitud (m)	20020	Longitud (m)	1485	Longitud (m)	8967
Pendiente (m/m)	0.004	Pendiente (m/m)	0.0042	Pendiente (m/m)	0.007	Pendiente (m/m)	0.0035	Pendiente (m/m)	0.0026

Tabla 5. Secciones características de los tramos de laminación del río Albaida

2.1.3. Tormentas de diseño

Para el cálculo de las avenidas mediante modelo matemático distribuido es necesario partir del dato de las precipitaciones sobre la cuenca (no solo su valor total sino también su duración, distribución en el tiempo y distribución espacial). Estas lluvias pueden corresponder a las precipitaciones ocurridas en un determinado suceso o a una precipitación estadística con un determinado periodo de retorno, en este último caso se supone que el periodo de retorno de los caudales es el mismo que el de las lluvias.



El valor de la precipitación total correspondiente a un determinado periodo de retorno se obtiene generalmente mediante el análisis estadístico de series de datos. Este análisis se realiza con precipitaciones diarias pues es el dato que registra la inmensa mayoría de las estaciones pluviométricas en España. Posteriormente los valores estadísticos de precipitación obtenidos en las estaciones son extrapolados al resto de la cuenca mediante distintos métodos como el de las isoyetas, el de los polígonos de Thiessen, el del inverso de la distancia al cuadrado, etc.

En este trabajo los datos de lluvia diaria para los distintos periodos de retorno se han tomado del estudio de precipitaciones máximas diarias realizado para toda la España peninsular por el CEDEX (Ferrer y Ardiles, 1995). En dicho estudio se estimaron los cuantiles de la lluvia diaria para distintos periodos de retorno en todo el territorio peninsular mediante el ajuste regional de la ley de distribución SQRT-ET máx. Para el ajuste regional se adoptó un enfoque de “índice de avenida” en el que los cuantiles locales son el resultado de reescalar la ley regional mediante la media de cada serie de valores que es empleada como factor local de escala.

Se dispone de un mapa raster de celdas de 1 Km x 1 Km para cada cuantil de lluvia, donde cada celda tendrá asociado el valor de la precipitación diaria máxima correspondiente al periodo de retorno de la lluvia. En la figura 9 observamos el mapa de precipitaciones máximas diarias correspondientes al periodo de retorno de 500 años.

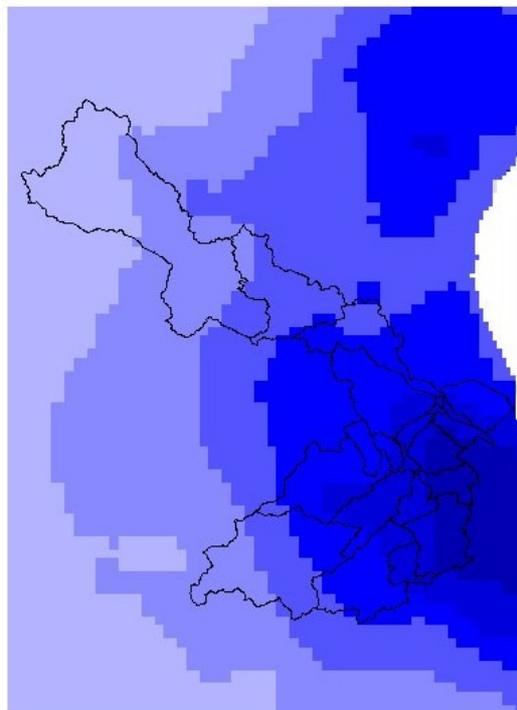


Figura 9. Mapa raster de precipitaciones máximas diarias T=500 años

A los valores de los mapas anteriores se les ha multiplicado por un coeficiente que tiene en cuenta la no simultaneidad de las precipitaciones máximas en toda la cuenca. Este coeficiente reductor se ha estimado mediante la siguiente fórmula propuesta por Témez:

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15}$$

donde A es el área de la cuenca en km².

Aplicando la fórmula a la cuenca del Júcar aguas abajo de Tous (A=3.760 Km²) se obtiene un coeficiente de simultaneidad de 0,76. Este coeficiente se ha empleado para obtener los hidrogramas de diseño que se utilizarán como dato de entrada en el modelo hidráulico. En este caso las cuencas de los afluentes se consideran conjuntamente como contribuyentes a los caudales del Júcar.

Tanto para la calibración del modelo hidrológico como para la obtención de los caudales máximos correspondientes a cada afluente por separado, se ha tomado un coeficiente reductor en cada afluente que es el correspondiente a la superficie de sus cuencas aisladas. El objetivo en este caso es, o bien ajustar la ley de frecuencia de caudales máximos de cada afluente por separado, o bien obtener el caudal máximo de cada afluente con independencia del caudal de los demás. Los coeficientes adoptados han sido los siguientes:

RIO	SUPERFICIE (km ²)	K _A
SELLENT	272.1	0.84
ALBAIDA	1314.2	0.79
VERDE	246.2	0.84
Bco. BARCHETA	93.5	0.87
Bco. ESTRECHO Y CASELLA	45.8	0.89
Bco. MURTA	12.3	0.93
MAGRO	1545.9	0.79

Tabla 6. Coeficientes de no simultaneidad de las cuencas

La duración y distribución temporal de la lluvia puede obtenerse analizando las distintas tormentas de la zona. No obstante, dada la escasez de datos disponibles sobre pluviogramas de tormentas aguas abajo de Tous y dadas las características de este estudio, se ha decidido utilizar un hietograma sintético con una duración de 24 h (dado el carácter diario de los registros pluviométricos).

El hietograma sintético empleado está basado en el uso de las curvas intensidad-duración propuestas en la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial de Carreteras (MOPU, 1990) que están definidas por la siguiente expresión:



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

siendo:

I_t = intensidad media del intervalo de duración t

I_d = intensidad media diaria ($P_d/24$)

P_d = precipitación total diaria

I_t/I_d = cociente entre la intensidad horaria y la diaria, y que para la zona de estudio es igual a 11.

El hietograma sintético se construye de tal forma que sea simétrico, con el máximo de precipitación centrado respecto a la duración total y cumpliendo las curvas intensidad-duración en todos los intervalos centrados respecto al de máxima intensidad (ver Figura nº 10). Se ha tomado una duración de tormenta de 24 horas. El intervalo de tiempo tomado en la discretización debe ser del orden de la quinta parte del tiempo de concentración, por lo que, teniendo en cuenta el valor de dicho tiempo en las distintas subcuencas se ha fijado en 0,5 horas.

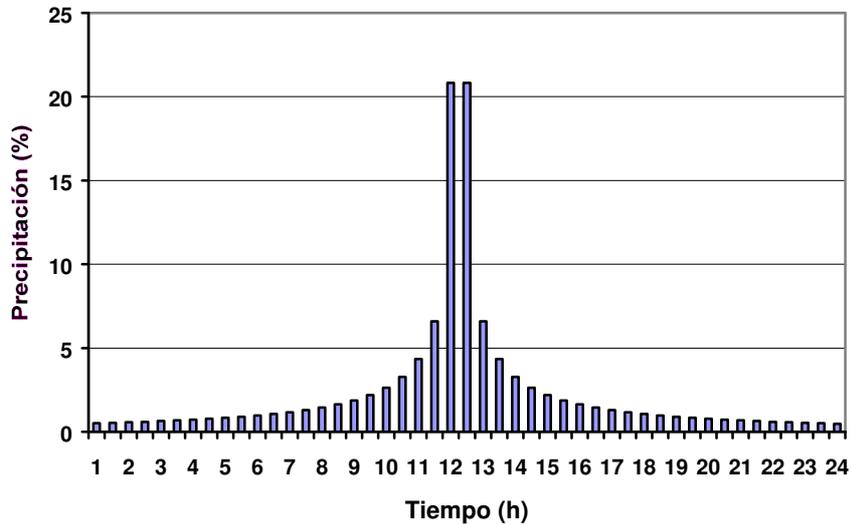


Figura 10. Hietograma sintético



Empleando las curvas intensidad-duración comentadas anteriormente, la precipitación total del hietograma no es igual a la máxima diaria puesto que estas curvas asumen que la intensidad diaria coincide con la correspondiente a las 28 horas más desfavorables o pésimas. En definitiva, se parte del hecho de que las precipitaciones diarias registradas no tienen por que coincidir con las de las 24 horas pésimas. Se tiene, por tanto:

$$I_d = I_{28} = P_d / 24$$

La intensidad de las 24 horas más desfavorables viene dada por la expresión:

$$I_{24} = 1,132 \cdot P_d / 24$$

Por lo anterior, todos los mapas de lluvias diaria se deben transformar multiplicándolos por el factor 1,132, para tener en cuenta el paso de intensidad de 28 a 24 horas.

Para obtener la distribución temporal de la lluvia, multiplicamos los mapas de lluvia diaria, que hemos obtenido multiplicando por los coeficientes de simultaneidad y el factor de paso de lluvia de 28 a 24 h, por el tanto por uno de precipitación que cae en cada intervalo del hietograma. Obtendremos así un mapa de la lluvia distribuida cada 0,5 horas, un total 48 mapas para cada periodo de retorno, cuya suma será el mapa del que partimos inicialmente.

Los mapas de lluvia se transforman a fichero binario con formato .dss, formato que utilizan los programas del Hydrologic Engineering Center del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.E.U.U, de forma que cada fichero contiene la información de precipitación de cada uno de los 48 intervalos de cada periodo de retorno.

2.1.4. Infraestructura

Dentro del esquema de cálculo de los hidrogramas de diseño es necesario tener en cuenta la presencia de presas cuyo efecto tanto laminador como retardador de los hidrogramas que reciben puede ser muy importante, originando reducciones sustanciales de los caudales punta.

Existen varias presas que es necesario considerar a la hora de determinar los hidrogramas de diseño en el Bajo Júcar. En primer lugar se encuentra la nueva presa de Tous, sobre el río Júcar, con una capacidad laminadora tan grande que prácticamente anula los efectos de las avenidas originadas aguas arriba de la misma sobre la Ribera del Júcar. Otra presa con funciones de laminación importantes es la de Bellús, sobre el río Albaida. Tanto ésta como la de Tous disponen de normas de explotación. En el caso de la presa de Tous no se ha calculado su laminación dentro del programa HEC-HMS, sino que se han tomado los hidrogramas de vertido considerados en sus normas de explotación, introduciéndolos como un dato en el modelo. En el caso de Bellús, se ha partido de los criterios de actuación en caso de avenida expuestos en sus normas, los cuales se han programado en Fortran. Mediante ese programa, y conociendo los hidrogramas de entrada a la presa (calculados con el modelo HMS), se han calculado los hidrogramas de salida, que se introducen como dato en el modelo.



Regulando dos terceras partes de la cuenca del Magro se encuentra la presa de Forata que entró en funcionamiento en el año 1968. Al contrario que las dos presas anteriores, esta presa no se construyó con un objetivo explícito de laminar las avenidas sino con el de regular caudales para riego. No obstante, dado que las avenidas más importantes se producen en otoño, época en la que la presa se encuentra prácticamente vacía por ser final de campaña de riego, retiene casi en su totalidad las avenidas que le llegan.

Esta presa sí se ha modelado dentro del programa HEC-HMS, dado que carece de normas de explotación. Las características más importantes de la misma son las siguientes:

- Tipo de presa: gravedad
- Altura: 68,4 m
- Volumen de embalse: 37,1 hm³
- Nivel máximo normal: 384 m
- Órganos de desagüe:
 - Aliviadero: 4 vanos de 12 m de longitud a la cota 379.2, con compuertas Taintor.
 - Desagüe de fondo: 1 conducto rectangular de dimensiones 2x1,2 m, con eje a la cota 336.

Calculamos la curva de desagüe de la presa hallando el caudal que sale por el desagüe de fondo y el aliviadero en función de la altura de la lámina de agua en la presa. Como conocemos la curva de embalse, damos como dato al programa la tabla 7, donde se relaciona la cota en el embalse con el volumen embalsado y el caudal desaguado.

PRESA DE FORATA: Curvas de embalse y desagüe		
CURVA DE EMBALSE		DESAGÜE
H(m)	V(Hm3)	Q (m3/s)
340	0.000	12.33
343.5	0.002	16.89
344	0.004	17.44
345	0.011	18.50
346	0.034	19.50
347	0.094	20.45
348	0.198	21.36
349	0.382	22.23
350	0.625	23.07
351	0.907	23.88
352	1.223	24.66
353	1.583	25.42
354	1.983	26.16



355	2.414	26.88
356	2.876	27.57
357	3.373	28.26
358	3.907	28.92
359	4.479	29.57
360	5.089	30.21
361	5.739	30.83
362	6.427	31.44
363	7.153	32.04
364	7.925	32.63
365	8.749	33.20
366	9.632	33.77
367	10.572	34.33
368	11.565	34.88
369	12.614	35.42
370	13.726	35.95
371	14.907	36.48
372	16.156	36.99
373	17.469	37.51
374	18.846	38.01
375	20.294	38.51
376	21.816	39.00
377	23.419	39.48
378	25.106	39.96
379	26.879	40.43
380	28.737	243.72
381	30.681	725.90
382	32.713	1369.89
383	34.847	2141.99
384	37.096	3023.62
385	39.473	4002.55

Tabla 7. Curva de embalse y desagüe de la presa de Forata

Se ha supuesto para el cálculo que la lámina de agua se encuentra inicialmente a la cota del umbral del vertedero puesto que aunque anteriormente se ha dicho que la presa suele estar casi vacía en época de avenidas, por ser final de campaña de riego, no existe certeza de que esa vaya a ser la situación siempre que se produce una avenida.

También se ha considerado la posible construcción de otras tres presas, la presa de Montesa en el río Cañoles, la de Marquesado en el Magro y la de Estubeny sobre el río Sellent, cuya construcción se propuso en el “Plan Global frente a Inundaciones en la Ribera del Júcar” (CHJ, 2000).

A continuación (tablas 8 a 10) se exponen las curvas de embalse y desagüe de las tres presas, según el predimensionamiento realizado en “Análisis de distintas actuaciones de defensa frente a las avenidas del río Júcar: Estudio preliminar de actuaciones estructurales de defensa” (CEDEX, 2000).



CEDEX

PRESA DE ESTUBENY: Curvas de embalse y desagüe		
CURVA EMBALSE		DESAGÜE
H(m)	V (Hm ³)	Q(m ³ /s)
170	66.5	235.30
165	52.8	225.90
160	40.4	216.09
155	30.2	205.81
150	21.9	195.00
145	15	183.54
140	9.4	171.32
135	5.7	158.17
130	3.1	143.81
125	1.7	127.85
120	0.8	109.59
115	0.4	87.60
110	0	57.78
106.15	0	0.00

Tabla 8. Curva de embalse y desagüe de la presa de Estubeny

PRESA DE MONTESA: Curvas de embalse y desagüe		
CURVA DE EMBALSE		DESAGÜE
H(m)	V(Hm ³)	Q(m ³ /s)
250	43.64	203.45
245	30.66	192.53
240	19.09	180.95
235	11.51	168.57
230	6.67	155.21
225	3.48	140.59
220	1.82	124.26
215	0.76	105.43
210	0.30	82.40
205	0.00	49.65

Tabla 9. Curva de embalse y desagüe de la presa de Montesa

PRESA DE MARQUESADO: Curvas de embalse y desagüe		
CURVA DE EMBALSE		DESAGÜE
H(m)	V(Hm ³)	Q (m ³ /s)
200	147.10	123.08
195	110.00	117.02
190	76.80	110.64
185	53.90	103.87
180	36.80	96.62
175	25.00	88.78
170	17.10	80.18
165	10.00	70.54
160	5.00	59.35
155	1.80	45.49
150	0.00	24.82
145	0.00	0.00

Tabla 10. Curva de embalse y desagüe de la presa de Marquesado

2.2. CALIBRACIÓN DEL MODELO

2.2.1. Datos foronómicos empleados

La información existente sobre caudales máximos en la zona de estudio es insuficiente para deducir a partir de ella los caudales correspondientes a periodos de retorno altos, pero sí puede resultar muy útil para orientar la ley de frecuencia de caudales máximos deducida mediante métodos hidrometeorológicos. De esta forma se puede realizar la calibración del umbral de escorrentía de los suelos de la cuenca, para que el modelo matemático reproduzca la situación real.

El umbral de escorrentía es un parámetro de cálculo sobre el que, en general, existe una gran incertidumbre y que tiene una influencia grande sobre el resultado final de la simulación, aunque su influencia es menor cuando aumenta el periodo de retorno. Los valores aportados por el S.C.S. para distintos tipos de suelos y usos en tres estados distintos de humedad inicial (seco, normal y húmedo) orientan sobre el valor de este parámetro pero, en general, es insuficiente para que el modelo reproduzca con suficiente fidelidad la realidad. Por tanto, si existen datos de aforo, aunque sean escasos, deben emplearse en la calibración del modelo.

Como el objetivo de este estudio no es reproducir un episodio de crecida concreto sino obtener los caudales correspondiente a distintos periodos de retorno, y teniendo en cuenta que el valor del umbral de escorrentía varía de un episodio a otro, se ha empleado la información foronómica para orientar la ley de frecuencia de caudales obtenida mediante el modelo matemático.

La información empleada se ha obtenido de los datos de la Red Oficial de Estaciones de Aforo (ROEA), de la información registrada por el Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) del Júcar, en funcionamiento desde el año 1988, y de la



información sobre avenidas históricas recopilada en varias referencias (Couchoud,1983; CHJ,1988; MOPU,1983; CEDEX,1988a; CEDEX,1988b). Para las avenidas de 1982 y 1987 se han utilizado los resultados obtenidos en los informes que sobre estas crecidas realizó el CEDEX. En las Figuras nº 11 y 12 se muestran los distintos puntos de medida, aguas abajo de Tous, de la ROEA y del SAIH respectivamente.

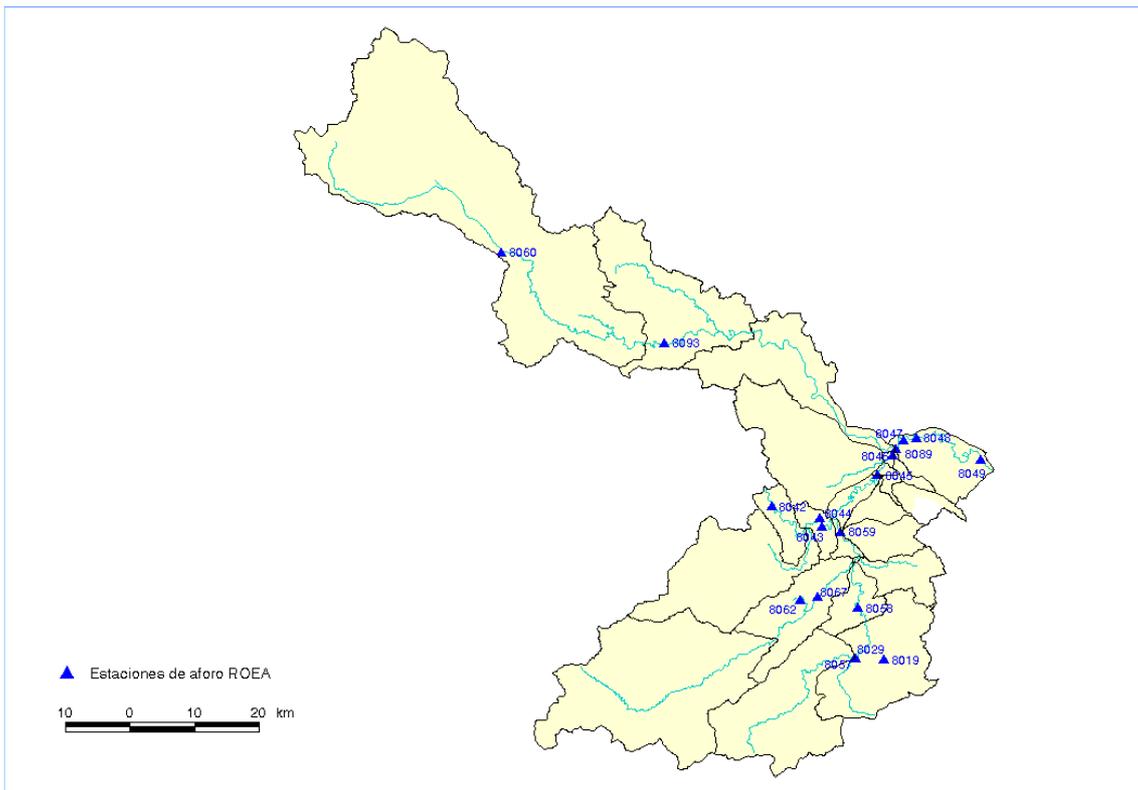


Figura 11. Estaciones de aforo de la ROEA en la cuenca de estudio

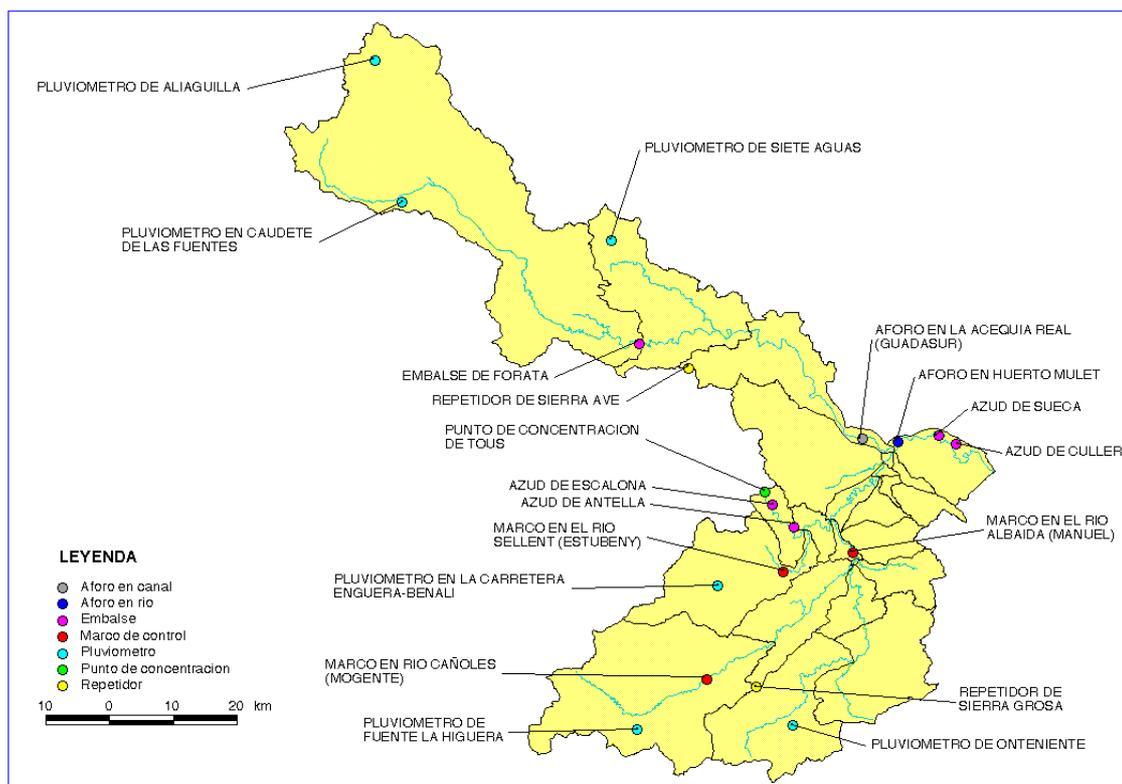


Figura 12. Puntos de medida del SAIH en la cuenca de estudio

La calibración se ha realizado en los tres afluentes más importantes aguas abajo de Tous (Sellent, Albaida y Magro) que es de los que se dispone información. Posteriormente, se ha extrapolado el resultado de la calibración al resto de afluentes.

Para cada uno de los ríos se ha empleado la siguiente información:

- **Sellent:** En este río no existe estación de aforo de la ROEA. Se han empleado los datos del SAIH en el marco de Estubeny (muy próximo a la confluencia con el Júcar) y el caudal máximo estimado por el CEDEX para este afluente durante las avenidas de 1982 y 1987, considerados como datos históricos.
- **Albaida:** En este río se han utilizado los datos de la estación de aforo 8059 situada en Villanueva de Castellón y los del marco del SAIH situado inmediatamente aguas arriba de la estación anterior y en las proximidades de la población de Manuel. Ambos puntos de registro se encuentran muy próximos a la confluencia con el Júcar. El dato de la avenida de 1923, registrado en la estación de aforo, se ha considerado como dato histórico.

La información anterior se ha completado con la siguiente:



CEDEX

- El dato del caudal máximo en el Albaida durante la avenida de 1916. Este valor, dado que no es demasiado alto, se ha considerado dentro de la serie de registro sistemático.
 - El caudal máximo estimado por el CEDEX para este afluente durante las avenidas de 1982 y 1987. Estos valores se han considerado como datos históricos.
 - Entre los años 1944 y 1951, dada la escasa fiabilidad de los datos obtenidos por la estación 8059 en ese periodo, se han obtenido los caudales a partir de la suma de los máximos diarios registrados en las estaciones 8058 (río Albaida en Bellús) y 8067 (río Cañoles en Játiva) que fuesen medidos en un mismo día.
- Magro: En el río Magro se han utilizado los datos registrados por la estación 8093 (situada en Macastre) hasta el año 1966, fecha en que se inició la construcción de la presa de Forata. A partir de esa fecha se han obtenido los caudales medios diarios empleando la información sobre volúmenes entrantes a la presa de Forata. No obstante, de los caudales obtenidos de esta forma, solo se ha empleado finalmente los correspondientes a las avenidas más significativas (1971, 1982 y 1987) que se han considerado como datos históricos.

Existe un aforo de la red SAIH en Guadassuar, muy cerca de la confluencia con el Júcar, que tiene la ventaja de suministrar datos correspondientes a toda la cuenca del Magro. No obstante, se ha preferido emplear los datos de la estación de aforos 8093, que cuenta con una serie de datos bastante más larga.



Año	SELLENT		ALBAIDA		MAGRO	
	Caudal Instantáneo	Caudal Medio diario	Caudal Instantáneo	Caudal Medio diario	Caudal Instantáneo	Caudal Medio diario
1913						
1914						
1915						
1916			1739,38	663,00		
1917						
1918						
1919			357,09	136,11		
1920			296,40	112,98		
1921						
1922			973,32	371,00		
1923			2921,27	1113,50		
1924						
1925			339,53	129,42		
1926			59,32	22,61		
1927			91,27	34,79		
1928			154,08	58,73		
1929			126,16	48,09		
1930			23,61	9,00		
1931						
1932						
1933						
1934						
1935						
1936						
1937						
1938						
1939						
1940						
1941						
1942			50,41	50,41	7,07	7,07
1943			980,17	373,61	23,50	10,98
1944			270,82	103,23	4,32	2,02
1945			122,57	46,72	44,06	20,59
1946			268,15	102,21	7,07	4,33
1947			711,60	271,24	1,57	1,40
1948			629,30	239,87	43,85	38,55
1949			249,78	95,21	38,55	4,84
1950					95,80	79,00
1951			68,45	26,09	9,92	6,45
1952					3,00	1,40
1953					9,14	6,34
1954					84,59	16,38
1955					14,72	14,06
1956					35,58	15,38
1957					47,21	29,13
1958					15,05	11,76
1959					15,38	9,87
1960					29,13	7,21
1961					14,72	6,36
1962					11,92	5,57
1963					5,83	5,58
1964					4,84	2,26
1965					5,14	2,40
1966					1,35	1,24
1967						
1968						
1969						
1970						
1971					457,96	214,00
1972						
1973						
1974						
1975						
1976						
1977						
1978						
1979						
1980						
1981						
1982	2270,00	714,00	2800,00	899,00	308,16	144,00
1983						
1984						
1985						
1986						
1987	833,33	458,45	3100,00	1063,13	441,36	206,24
1988	16,80	7,57	86,30	33,54		
1989	10,64	7,78	6,65	4,70		
1990	57,36	54,70	146,00	95,60		
1991	5,03	3,70	84,37	35,10		
1992	312,41	26,10	168,50	69,80		
1993	49,41	33,40	31,80	14,00		
1994	5,41	5,20	24,75	21,60		
1995	5,42	4,40	427,90	93,90		
1996	16,76	7,80	865,75	140,90		
K medio		2,62		2,62		2,14

Tabla 11. Datos de aforos empleados (los datos en azul son caudales tomados como datos históricos)



2.2.2. Leyes de frecuencia de caudales máximos

A las series de datos sistemáticos indicadas anteriormente se les ha asignado una probabilidad muestral según la fórmula de Gringorten:

$$F(x_i) = \frac{i - 0.44}{N + 0.12}$$

Donde:

$F(x_i)$: probabilidad de que el valor x_i no sea superado

x_i : valor que ocupa el lugar i de la serie ordenada de menor a mayor

N : número total de datos

La misma fórmula ha sido empleada para asignar probabilidades a los datos históricos, teniendo en cuenta para ello la siguiente información:

- Sellent: se ha supuesto que las avenidas de 1982 y 1987 son, respectivamente, la primera y la segunda más importantes en lo que va de siglo.
- Albaida: se ha supuesto que las avenidas de 1987, 1923 y 1982 son, respectivamente, la primera, la segunda y la tercera más importantes en lo que va de siglo.
- Magro: se ha supuesto que las avenidas de 1971, 1987 y 1982 son, respectivamente, la primera, la segunda y la tercera más importantes en lo que va de siglo.

Los datos de caudal y probabilidad se han representado en papel probabilístico para poder evaluar visualmente el ajuste entre los datos de aforo y los obtenidos por métodos hidrometeorológicos. Los valores de la serie sistemática proporcionan la ley de frecuencia en su tramo bajo (bajos periodos de retorno) y los datos históricos, aunque presentan una mayor incertidumbre, orientan sobre la tendencia de la ley de frecuencia en su tramo alto (periodos de retorno altos). De esta forma ha sido posible determinar el valor del umbral de escorrentía que permite encajar los resultados de la simulación con modelo matemático y las estimaciones realizadas con datos foronómicos. La ley de frecuencias obtenida por métodos hidrometeorológicos debe reproducir en su tramo bajo la obtenida a partir de los datos de aforos, y en el alto ajustarse a la orientación proporcionada por los datos históricos.

Como se ha dicho anteriormente, el cálculo de caudales por métodos hidrometeorológicos requiere la previa determinación de varios parámetros como el tiempo de concentración (T_c), parámetros de propagación y umbral de escorrentía (P_0). El tiempo de concentración se puede estimar directamente, presentando una mayor incertidumbre los otros parámetros.

De éstos, suele ser el umbral de escorrentía el que se somete a calibración pues su influencia en el resultado final es, en general, mayor que la de los parámetros de propagación.

El valor del P_0 depende de las condiciones iniciales de humedad del suelo. Anteriormente se ha determinado el valor que proporciona el S.C.S. en unas condiciones medias de humedad que no tienen por qué coincidir con las existentes en el terreno en la época en que se producen las avenidas. De esta forma, el objetivo de la calibración ha sido encontrar el valor de un coeficiente β que relacione el umbral de escorrentía en condiciones medias de humedad y su valor calibrado. Es decir:

$$P_0 \text{ (calibrado)} = \beta \cdot P_0 \text{ (medio)}$$

El valor calibrado del umbral de escorrentía es el que corresponde a las condiciones de humedad del terreno cuando se producen las avenidas.

Para obtener β se ha realizado la simulación, mediante el programa HEC-HMS, de los ríos Sellent y Albaida (hasta su desembocadura) y del Magro hasta Forata. La simulación se ha realizado en régimen natural, es decir, no se ha considerado la existencia de ninguna presa; y empleando, para cada afluente, el coeficiente de reducción por simultaneidad de lluvias que le corresponde debido a su propia cuenca vertiente (ver apartado 2.1.3.).

Se han obtenido los caudales punta correspondientes a los periodos de retorno de 1.5, 2, 5, 10, 25, 100, 250 y 500 años para distintos valores del coeficiente β . Posteriormente se han representado los resultados obtenidos para los distintos β , en papel probabilístico, junto a los datos de aforos, seleccionando aquel coeficiente que proporciona un mejor ajuste. También se representan en los gráficos los valores de caudal, para los periodos de retorno de 10, 25, 100 y 500, obtenidos en el marco de anteriores Convenios (CEDEX, 1998a), a fin de compararlos con los obtenidos en este nuevo trabajo (figuras 13, 14 y 15). Los resultados obtenidos se resumen en la tabla nº 12.

RÍO	SELLENT	ALBAIDA	MAGRO (en Forata)
β	1.8	2.4	2.4
$Q_{T=1.5} \text{ (m}^3\text{/s)}$	15	56	2
$Q_{T=2} \text{ (m}^3\text{/s)}$	35	118	4
$Q_{T=5} \text{ (m}^3\text{/s)}$	151	440	20
$Q_{T=10} \text{ (m}^3\text{/s)}$	277	838	53
$Q_{T=25} \text{ (m}^3\text{/s)}$	516	1563	137
$Q_{T=50} \text{ (m}^3\text{/s)}$	765	1988	233
$Q_{T=100} \text{ (m}^3\text{/s)}$	1022	2740	365
$Q_{T=250} \text{ (m}^3\text{/s)}$	1460	4300	638
$Q_{T=500} \text{ (m}^3\text{/s)}$	1800	5400	795

Tabla 12. Caudales obtenidos por simulación

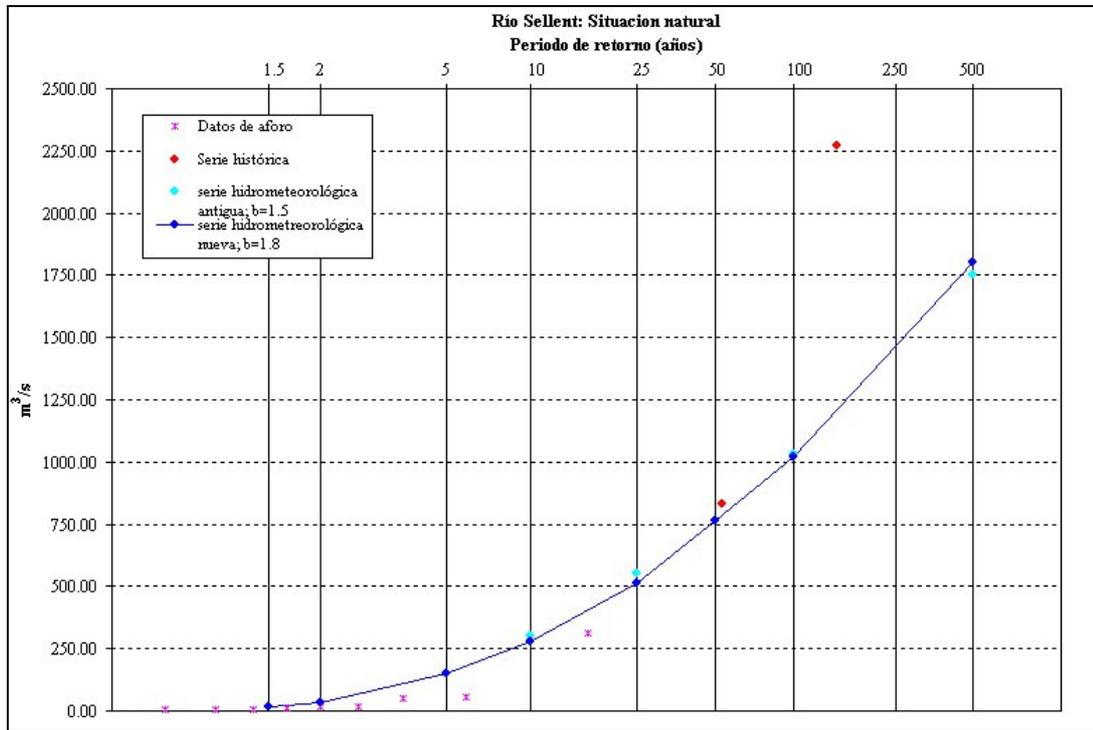


Figura 13. Ley de frecuencia de caudales máximos instantáneos del río Sellent (régimen natural)

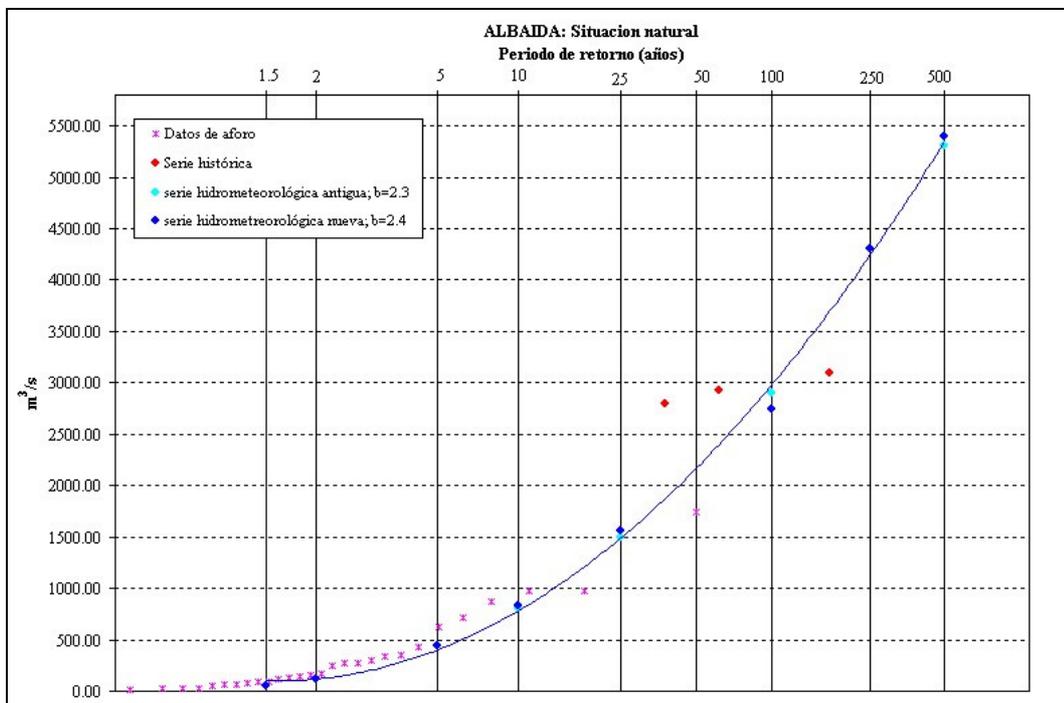


Figura 14. Ley de frecuencia de caudales máximos del río Albaida (régimen natural)

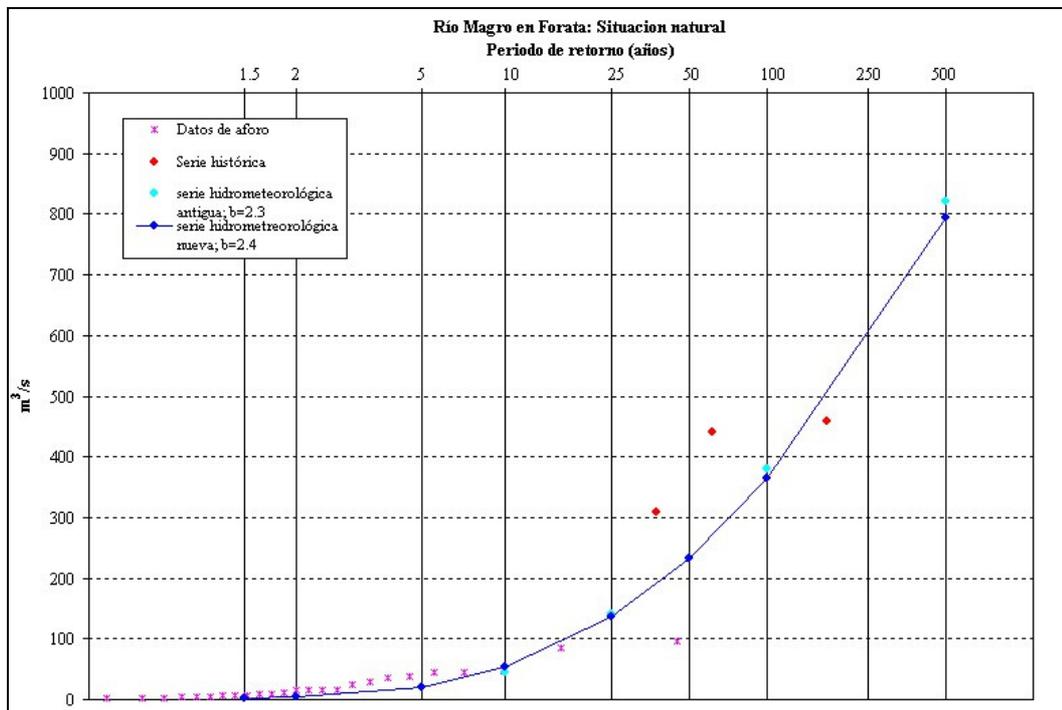


Figura 15. Ley de frecuencia de caudales máximos del río Magro en Forata (régimen natural)

En el anterior estudio hidrológico de esta zona del Júcar, que queda recogido en el informe “*Estudio de los hidrogramas de diseño del Júcar y sus afluentes aguas abajo de Tous*” (CEDEX, 1998a), se obtuvo la ley de frecuencia de caudales máximos del río Júcar en Huerto Mulet, punto que ya incorpora las aguas del Sellent, Albaida y Magro, y que mostramos en la figura 16.

En este caso se utiliza el mismo tipo de información que en los casos anteriores. La diferencia básica en cuanto al procedimiento seguido consiste en que en este caso se le ha dado un peso mucho mayor al análisis histórico y no se ha efectuado la simulación de caudales mediante métodos hidrometeorológicos, dado que el elevado número de registros sistemáticos y de referencias históricas disponibles, hacían innecesaria esa simulación.

El tramo de valores bajos de la ley se ha obtenido a partir de los datos de caudales máximos instantáneos y máximos medios diarios de la serie de aforos sistemática.

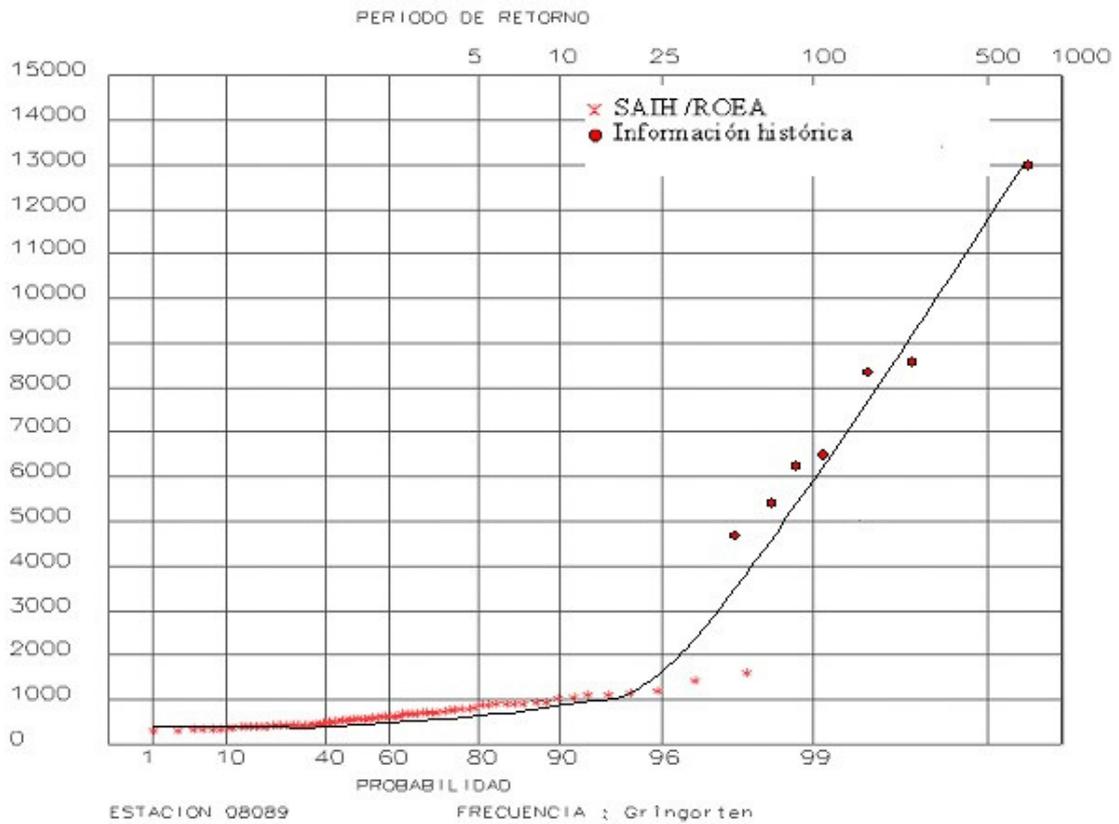


Figura 16. Ley de frecuencia de caudales máximos del río Júcar en Huerto Mulet (régimen sin las presas de Escalona, Tous, Bellús y Forata)

La ley de frecuencia de caudales en Huerto Mulet, al igual que las anteriores, corresponde al régimen natural, es decir, no contempla la presencia de los embalses de Escalona, Tous, Bellús y Forata. La restitución al régimen natural en Alarcón y Contreras no se ha realizado ya que los caudales que aportan sus cuencas son poco importantes a los efectos de las inundaciones.

A partir de los datos de la Figura nº 16 se deducen los caudales máximos del río Júcar en Huerto Mulet (Tabla nº 13) sin la presencia de los embalses anteriormente citados.

Periodo de retorno (años)	Caudal máximo (m³/s)
10	950
25	1.700
100	6.000
500	11.900

Tabla 13. Caudales máximos del río Júcar en Huerto Mulet sin las presas de Tous, Escalona, Bellús y Forata

2.2.3. Resultados de la calibración

Como resultado de la calibración se han obtenido los coeficientes β que se indican a continuación:

- En las cuencas del Albaida y del Magro (que representan el 76% de la superficie de la cuenca del Júcar aguas abajo de Tous) los coeficientes coinciden con un valor de 2,4.
- En la cuenca del Sellent el valor obtenido es algo menor, $\beta=1,8$.

Debido a la coincidencia de valores obtenidos para el Albaida y el Magro, y al gran porcentaje de superficie de cuenca que representan, se ha decidido tomar un valor del coeficiente β de 2,4 en todas las subcuencas, excepto en la del Sellent en la que el coeficiente toma un valor de 1,8.

2.3. HIDROGRAMAS DE DISEÑO

2.3.1. Introducción

Con la metodología comentada anteriormente y con los parámetros y datos expuestos se han calculado los hidrogramas correspondientes a distintos periodos de retorno en distintos puntos aguas abajo de Tous.

Como condiciones de contorno del modelo matemático se han introducido los hidrogramas de vertido de las presas de Tous y Bellús para los distintos periodos de retorno considerados. Los hidrogramas vertidos por estas presas se han obtenido a partir de sus normas de explotación con las siguientes hipótesis:

- Tous:
 - Se ha considerado en todos los casos la hipótesis de máxima retención (desagües cerrados) puesto que, dada la gran capacidad de laminación de esta presa, esa sería la explotación más probable en caso de avenida.
 - Se ha supuesto que la cota inicial de embalse es de 90 m., la prevista en las normas de explotación para los meses de máximo riesgo de avenidas (Octubre y Noviembre).
 - Para el periodos de retorno de 100 años se ha considerado que la avenida entrante en la presa es la de volumen máximo. Para 250 y 500 años se ha considerado la de caudal máximo¹.
 - Para periodos de retorno menores de 100 años no existe vertido de la presa.

¹ En la redacción de las normas de explotación de Tous se consideraron dos tipos de hidrogramas de diseño para cada periodo de retorno, aquel que tiene el máximo caudal punta (hidrograma de caudal máximo) y el que tiene el máximo volumen de avenida (hidrograma de volumen máximo).



- Bellús:
 - Se ha supuesto que la cota inicial de embalse es la correspondiente a la situación de explotación normal y accidental en situación de riesgo de avenidas (cota 144,5 m).
 - En las normas de explotación se suponen dos tipos de gestión, la de máximo resguardo en la presa y la de máxima retención. En el caso de esta presa, dada su mayor limitación para laminación de avenidas, no es seguro que el criterio de explotación vaya a ser el de máxima retención, por lo que se ha preferido suponer el de máximo resguardo en la presa que es el que deja del lado de la seguridad.
 - Se ha supuesto que todos los órganos de desagüe están en funcionamiento.
 - Para periodos de retorno menores de 50 años se ha supuesto que la avenida es retenida totalmente en la presa.

En los próximos apartados se detallan los resultados obtenidos en los cálculos de las siguientes situaciones:

- Situación actual.
- Situación hipotética con la construcción de las presas de Estubeny en el Sellent, Montesa en el Cañoles y Marquesado en el Magro.

2.3.2. Situación actual

En primer lugar se han calculado los caudales máximos de los distintos afluentes existentes aguas abajo de Tous, considerados aisladamente, para un periodo de retorno de 1.5, 2, 5, 10, 25, 50, 100, 250 y 500 años (Tabla nº 14). El resultado de este cálculo, aunque no se ha empleado en la simulación hidráulica de las inundaciones, permite conocer el origen de los caudales que circulan por la plana y determinar que cuencas contribuyen a la inundación en mayor medida.

RIO	SELLENT	ALBAIDA	VERDE	BARRANCO BARCHETA	CASELLA	MURTA	MAGRO
Q _{T=500} (m ³ /s)	1800	3098 (5400)	1251	958	619	196	1146 (1117)
Q _{T=250} (m ³ /s)	1460	2480 (4300)	965	760	493	161	945 (913)
Q _{T=100} (m ³ /s)	1022	1748 (2740)	642	543	350	113	601 (565)
Q _{T=50} (m ³ /s)	765	1195 (1988)	448	390	257	84	433 (396)
Q _{T=25} (m ³ /s)	516	669 (1563)	287	266	178	59	285 (247)
Q _{T=10} (m ³ /s)	277	373 (838)	139	143	97	33	159 (120)
Q _{T=5} (m ³ /s)	151	203 (440)	67	77	53	18	96 (56)
Q _{T=2} (m ³ /s)	35	59 (118)	20	25	17	5	54 (14)
Q _{T=1.5} (m ³ /s)	15	32 (56)	13	15	10	3	49 (9)

Tabla 14. Caudales máximos en los afluentes para distintos periodos de retorno. Nota: las cifras entre paréntesis corresponden a la situación de régimen natural, es decir, sin las presas de Bellús y Forata



En la tabla se observa como los caudales más altos se presentan en el Albaida debido a la extensión de su cuenca y a las altas intensidades de precipitación que se presentan en gran parte de la misma. El Albaida es el afluente que más contribuye a los caudales totales en el Júcar.

El Magro, sin embargo, a pesar de tener la mayor superficie de cuenca vertiente tiene unos caudales mucho menos importantes, bastante menores incluso que los del Sellent, que cuenta con una cuenca vertiente mucho menor. Esto es debido a la forma tan alargada que tiene la cuenca del Magro lo que provoca que los caudales de distintas zonas de la cuenca se superpongan poco y a la menor pluviosidad de esa zona (fundamentalmente la parte más alta de la cuenca). Se observa que los caudales disminuyen al suponer que no existe la presa de Forata, en contra de lo que cabría suponer. Esto es debido a la hipótesis de explotación que se ha supuesto en la presa, bastante conservadora, y consistente en suponer que el nivel de la misma está inicialmente a la cota del umbral del vertedero y que la presa abre totalmente sus desagües al comienzo de las lluvias. Esta hipótesis, aunque conservadora, es bastante razonable al carecer la presa de normas de explotación.

El caudal punta en la desembocadura del Magro tiene su origen en las zonas más bajas de la cuenca, los hidrogramas generados en las zonas más altas (aguas arriba de Forata) llegan muy desfasados respecto al resto por lo que contribuyen muy poco a la formación del caudal punta. Sin embargo, al considerar la existencia de la presa y suponer que ésta empieza a verter al comienzo de las lluvias, aparece un caudal (del orden de los 40 m³/s), originado por el vertido de los desagües de fondo, que se superpone con el hidrograma de las subcuencas más bajas e incrementa, por tanto, ligeramente el caudal punta.

La cuenca del Sellent también contribuye de forma importante a los caudales en la plana del Júcar, hecho que se ve acrecentado por la superposición que suele presentar su hidrograma con el del Albaida.

De menor importancia son los caudales del río Verde y de los barrancos que, aunque pueden provocar problemas locales de inundación, no contribuyen en gran medida al caudal total en la plana de inundación.

En la Tabla nº 14 se han incluido también (cifras entre paréntesis) los caudales en el Albaida correspondientes a la situación anterior a la construcción de la presa de Bellús. La construcción de esta presa fue propuesta en el “Plan general de defensa contra avenidas” (CHJ, 1985). Se observa como la reducción de caudales en el Albaida es muy importante, situándose para los periodos de retorno de 50 y 500 años entorno a un 40%.

Posteriormente, se han calculado los hidrogramas de diseño que serán introducidos en el modelo hidráulico, para los periodos de retorno de 1,5, 2, 5, 10, 50, 25, 100, 250 y 500 años, para los siguientes ríos: Júcar en el punto de entrada a la plana de inundación (aguas arriba de la confluencia con el Albaida), río Albaida, río Verde, río Magro y Bcos. Murta, Casella y Barcheta.

Los hidrogramas se han representado en las Figuras nº 17 a 34, y sus caudales punta se han resumido en la Tabla nº 15



RIO	SELLENT	ALBAIDA	VERDE	BARRANCO BARCHETA	CASELLA	MURTA	MAGRO
$Q_{T=500}$ (m ³ /s)	1503	2888	1015	742	463	137	1119
$Q_{T=250}$ (m ³ /s)	1208	2320	772	581	362	110	870
$Q_{T=100}$ (m ³ /s)	831	1566	502	399	251	75	582
$Q_{T=50}$ (m ³ /s)	613	1100	343	285	180	54	410
$Q_{T=25}$ (m ³ /s)	404	611	214	189	121	36	273
$Q_{T=10}$ (m ³ /s)	208	337	101	98	63	19	148
$Q_{T=5}$ (m ³ /s)	109	177	48	53	34	10	91
$Q_{T=2}$ (m ³ /s)	23	52	16	17	11	3	52
$Q_{T=1.5}$ (m ³ /s)	10	28	11	11	7	1	48

Tabla 15. Caudales punta de los hidrogramas de diseño para distintos periodos de retorno

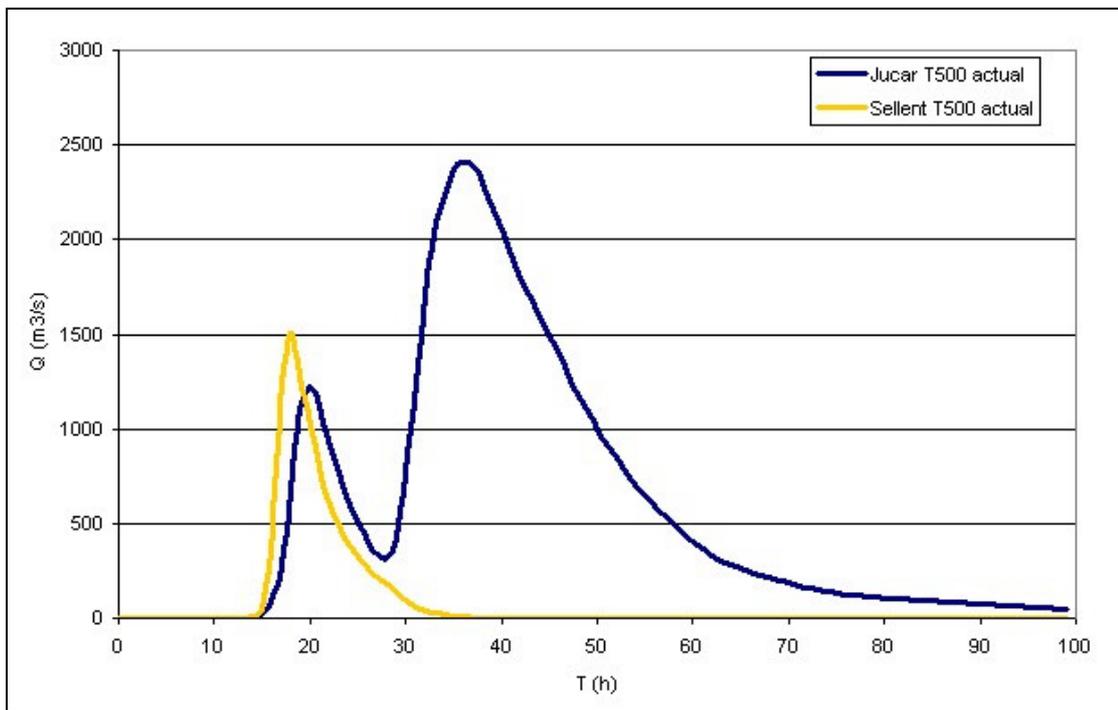


Figura 17. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 500 años

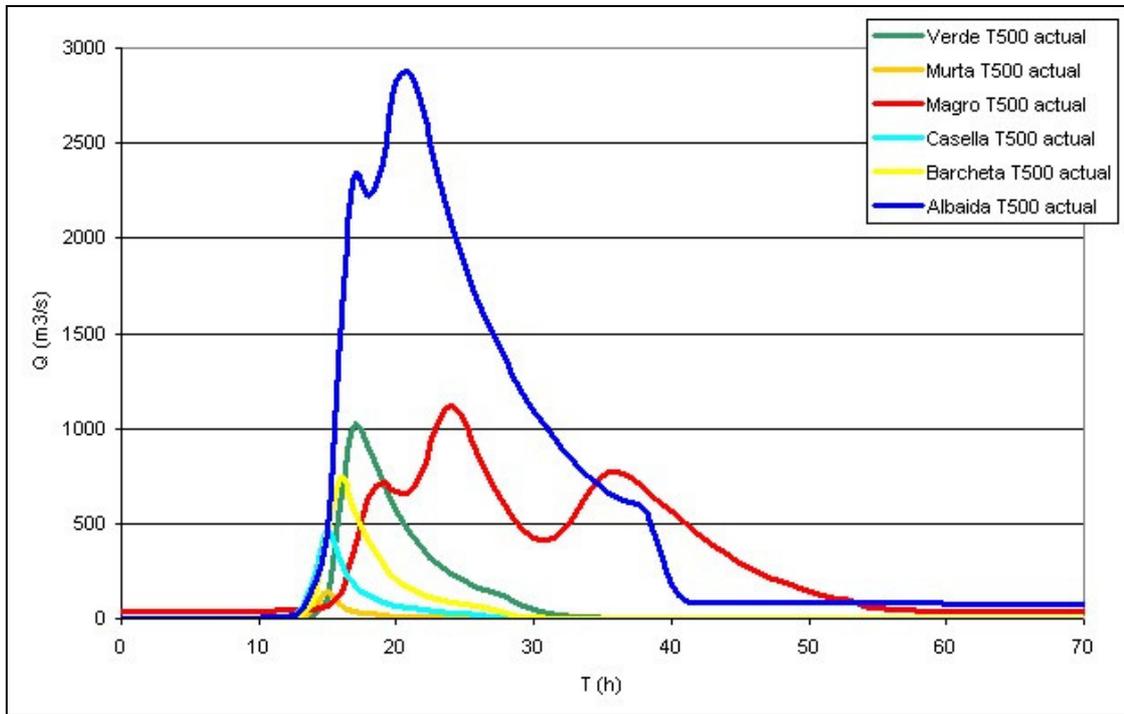


Figura 18. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 500 años

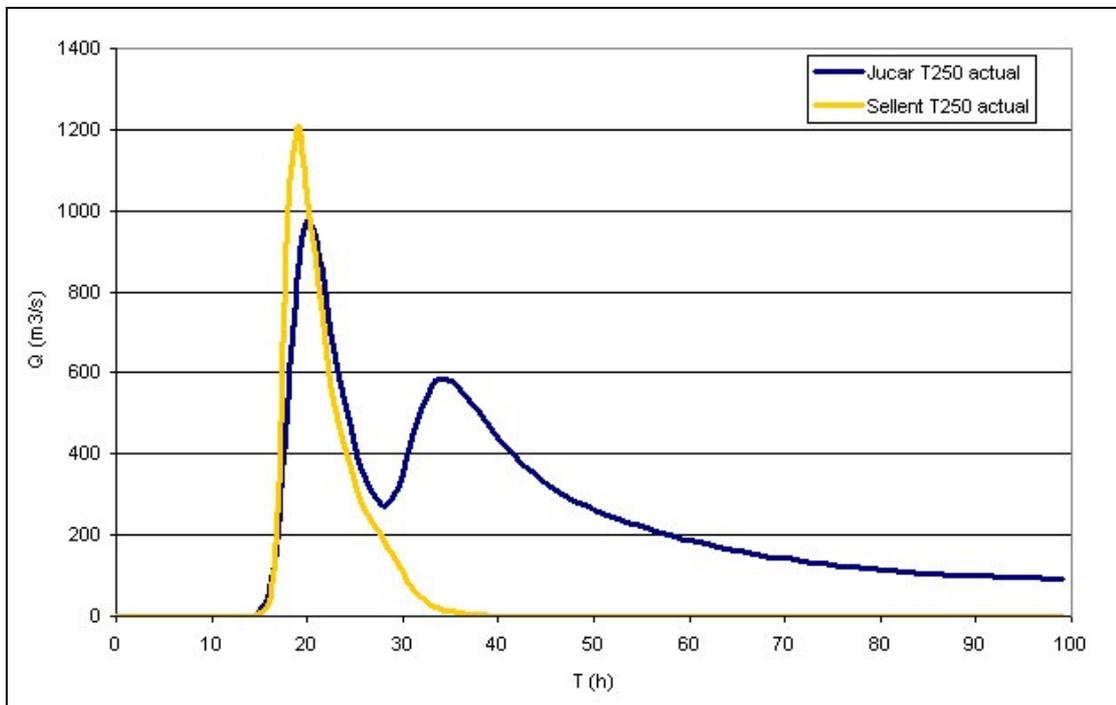


Figura 19. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 250 años

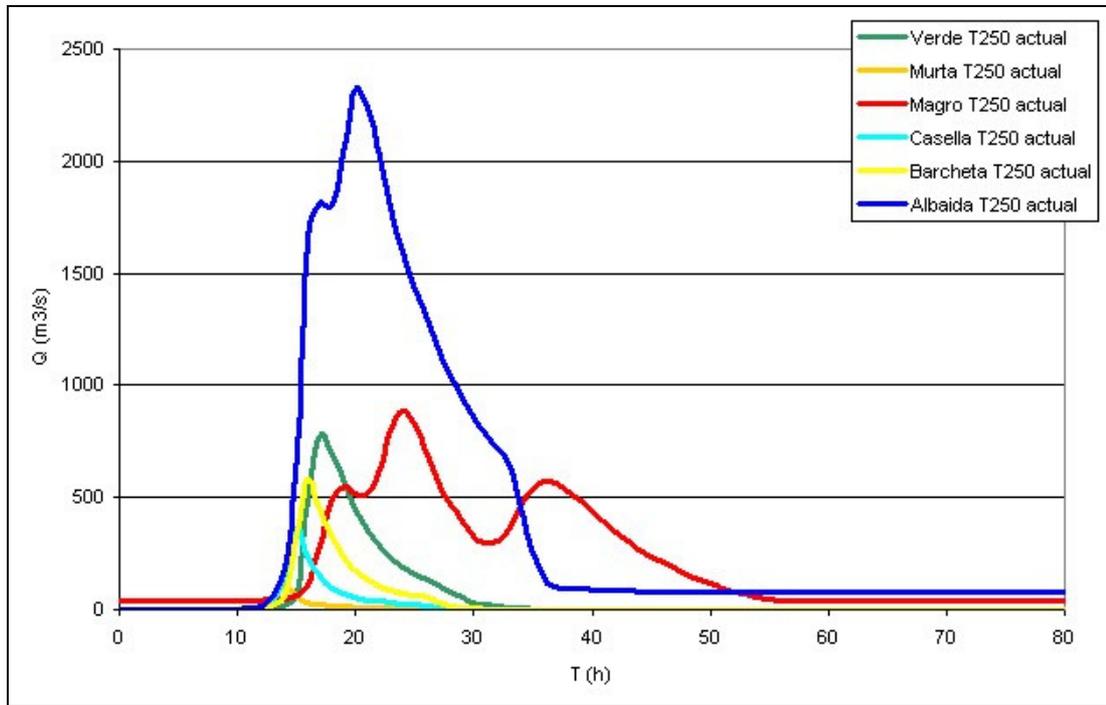


Figura 20. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 250 años

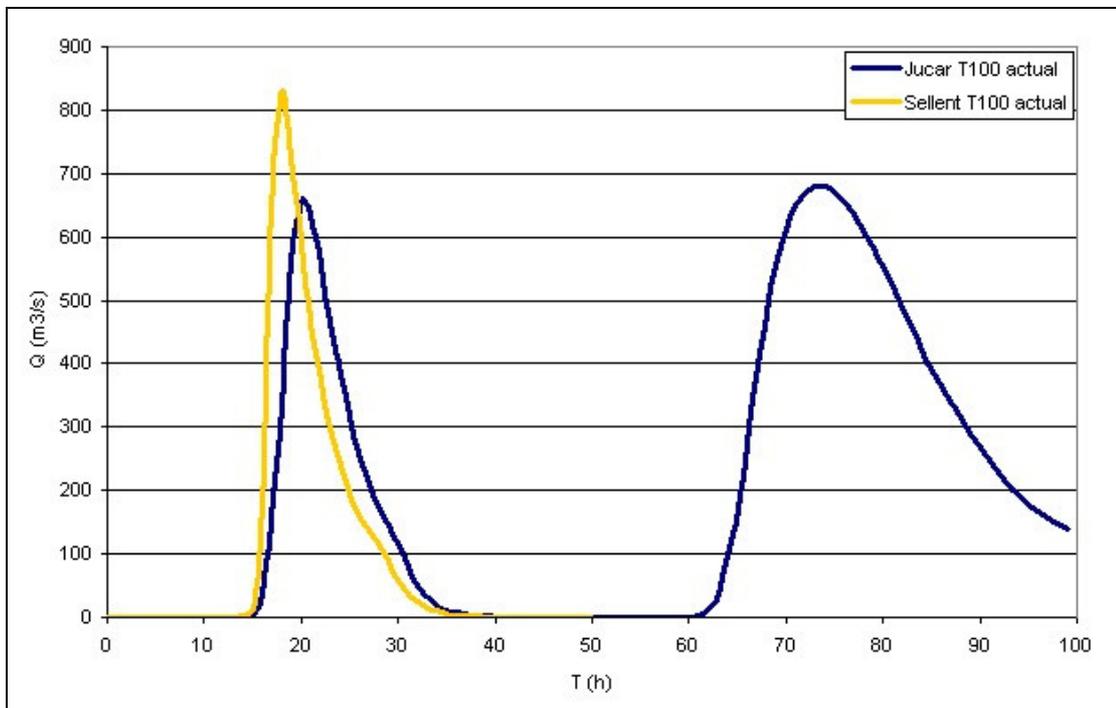


Figura 21. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 100 años

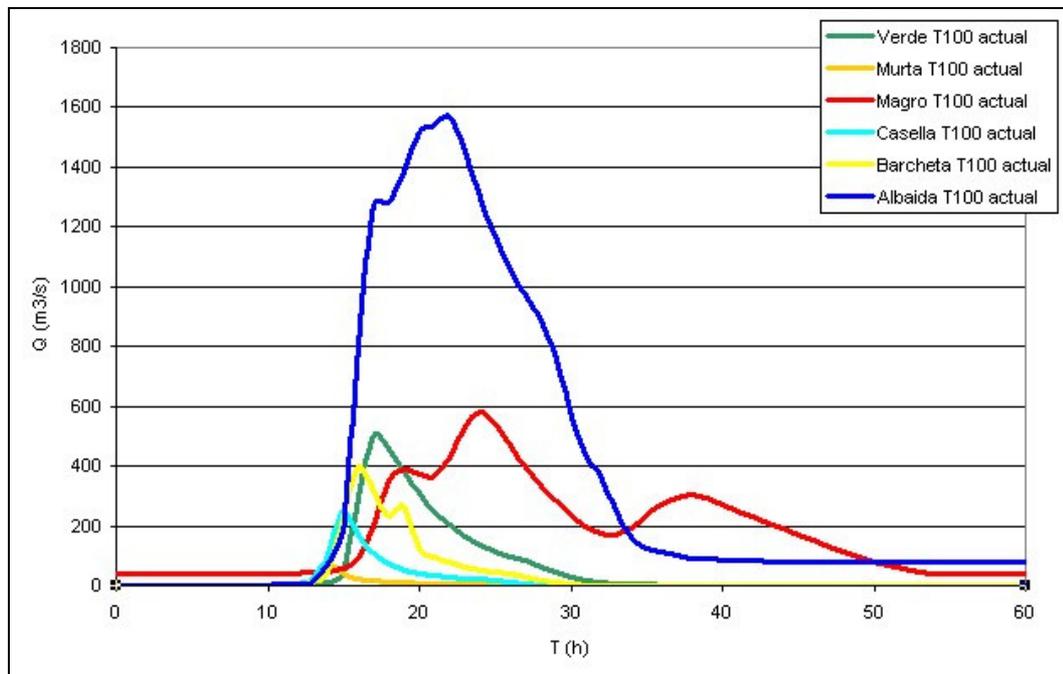


Figura 22. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 100 años

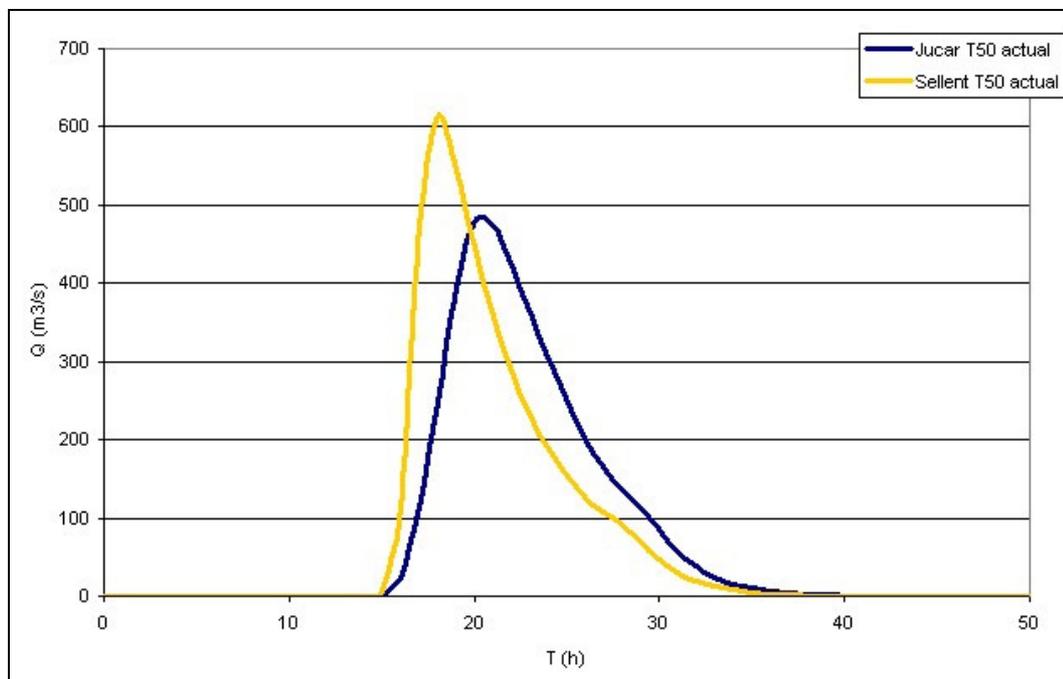


Figura 23. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 50 años

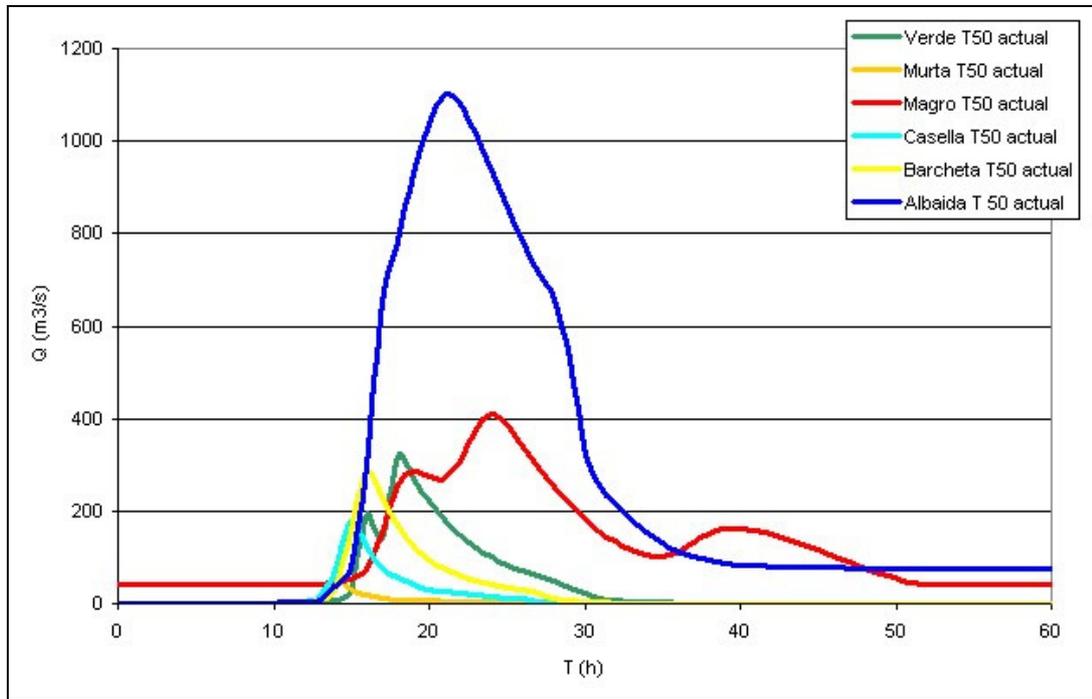


Figura 24. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 50 años

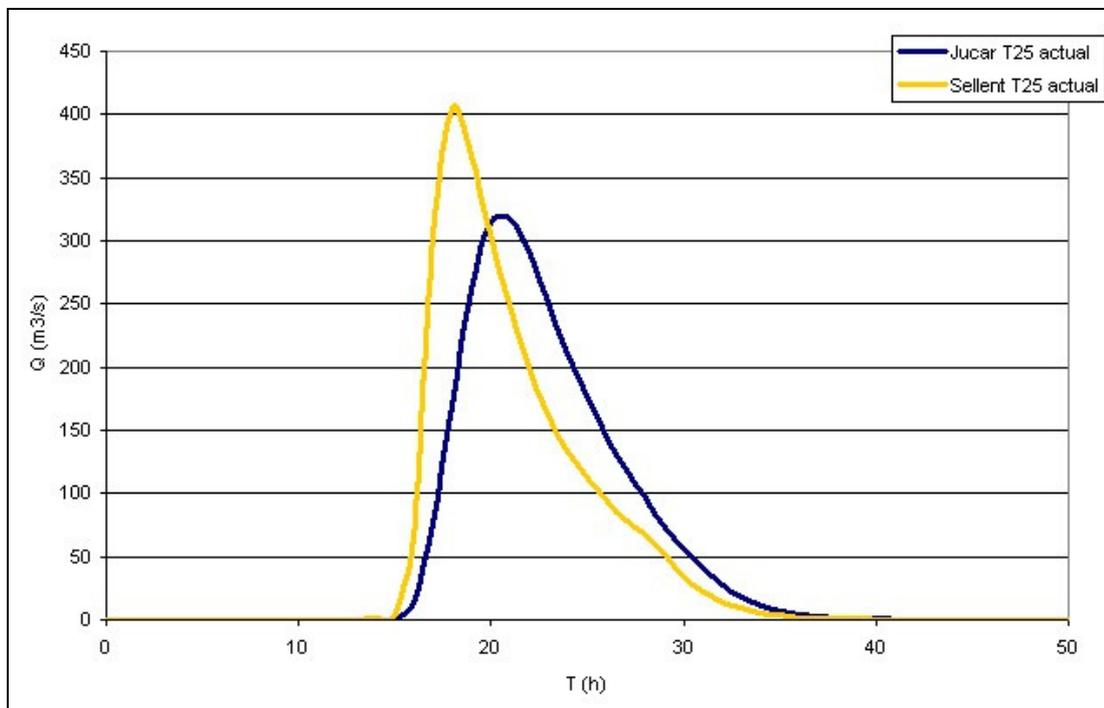


Figura 25. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 25 años

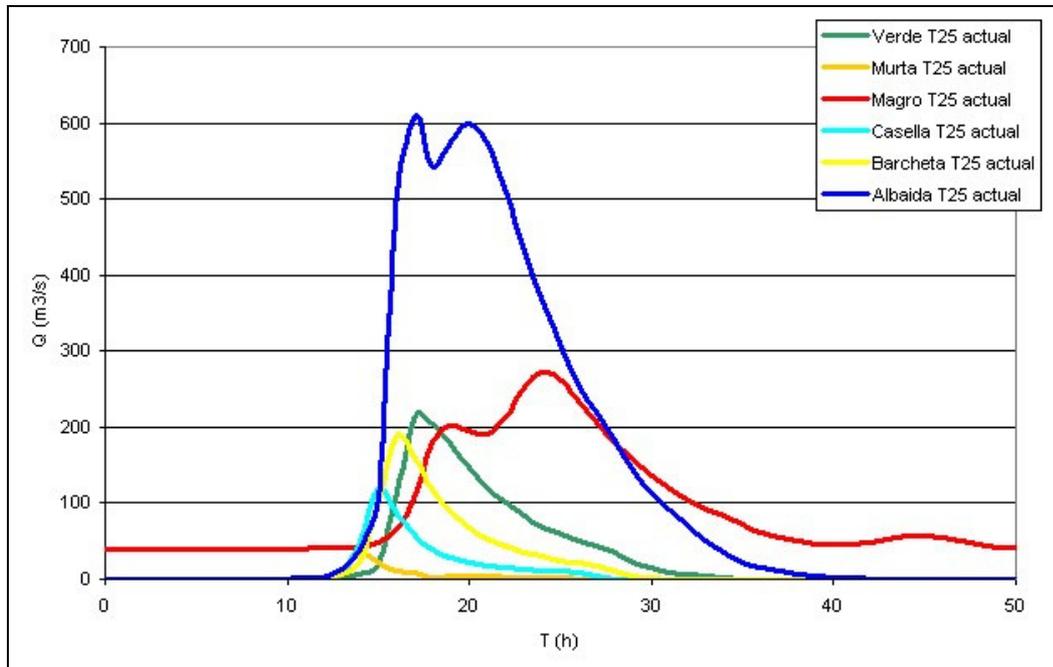


Figura 26. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 25 años

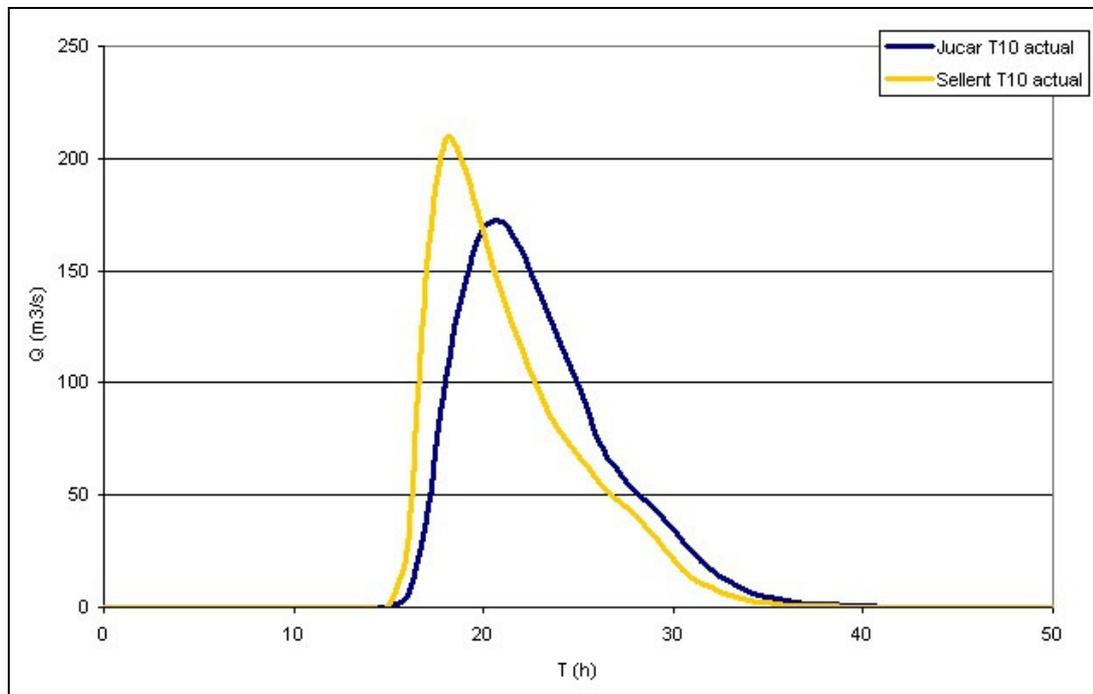


Figura 27. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 10 años

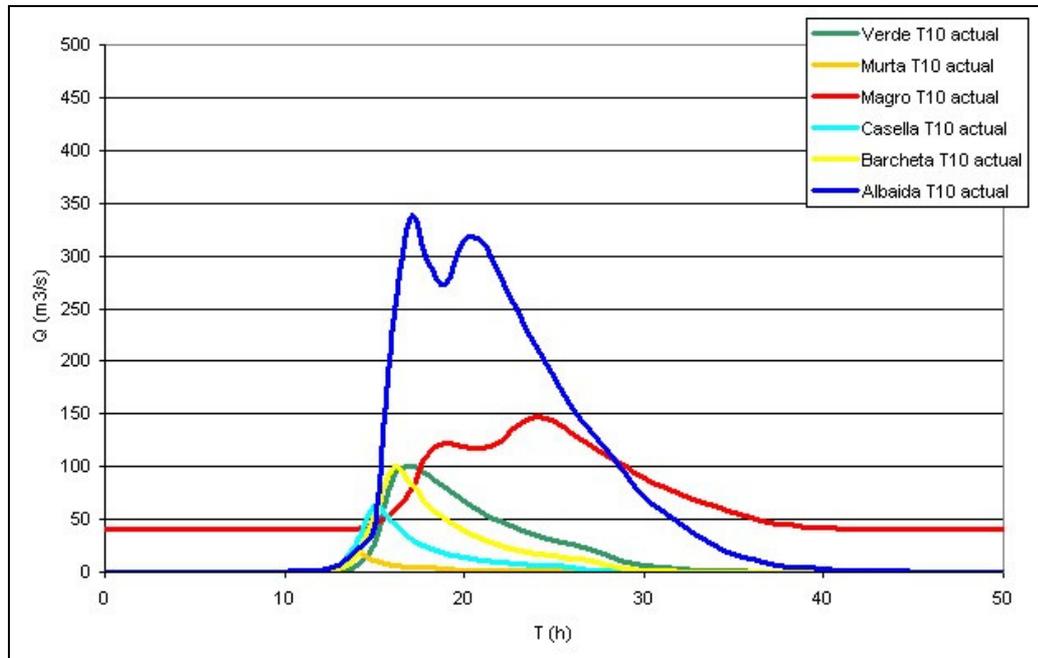


Figura 28. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 10 años

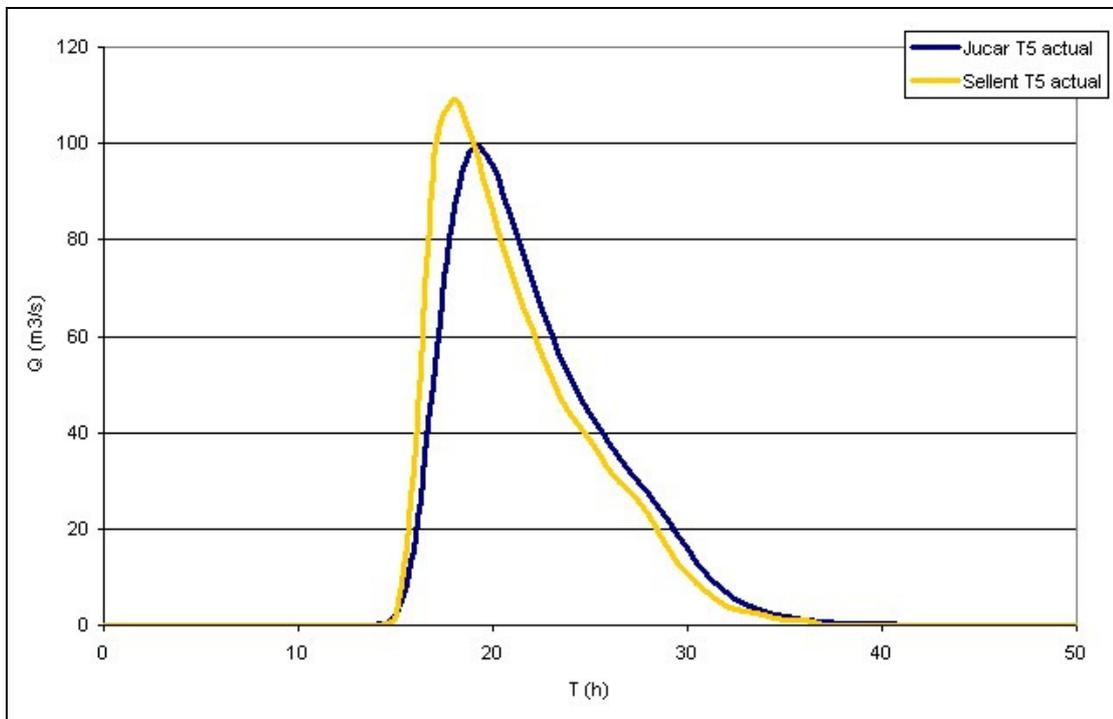


Figura 29. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 5 años

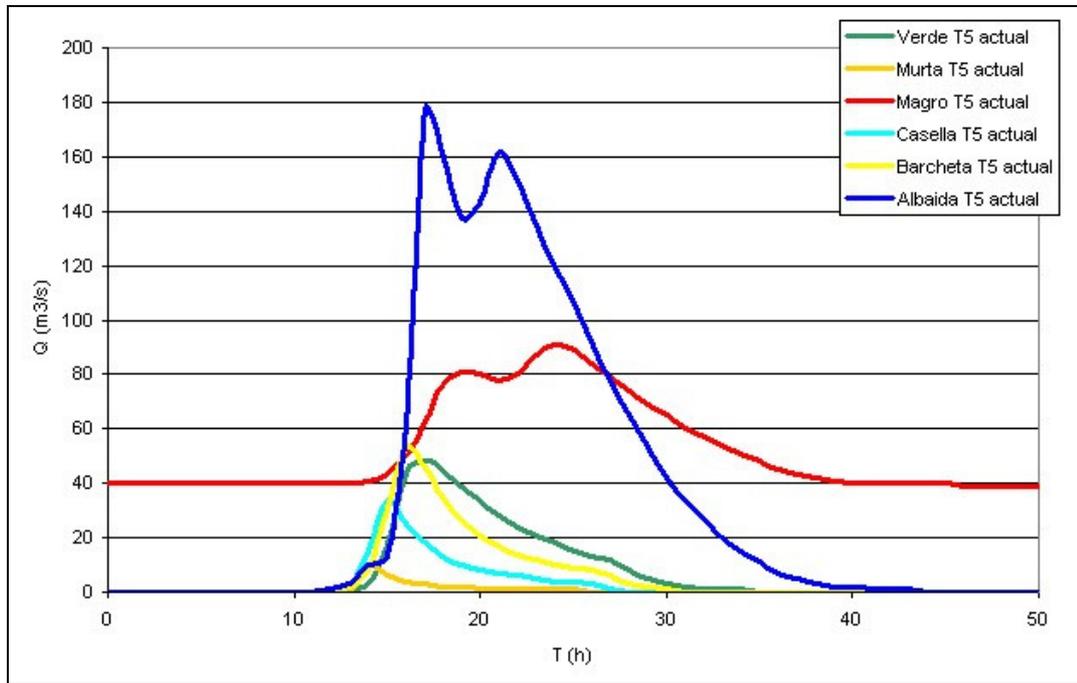


Figura 30. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 5 años

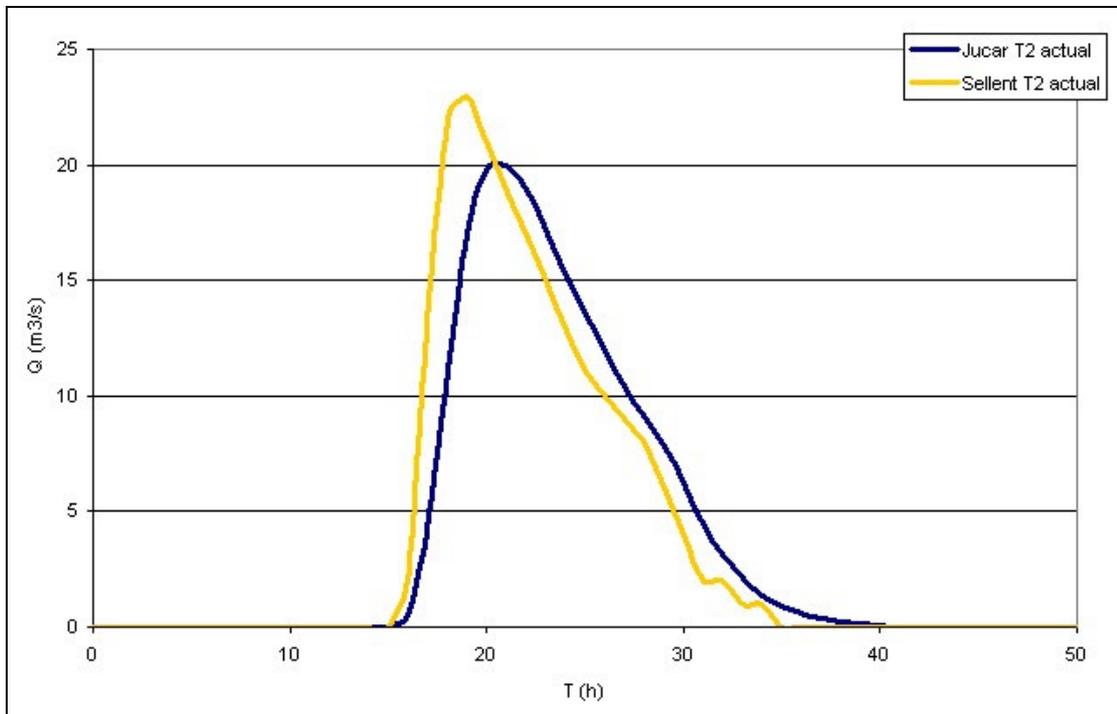


Figura 31. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 2 años

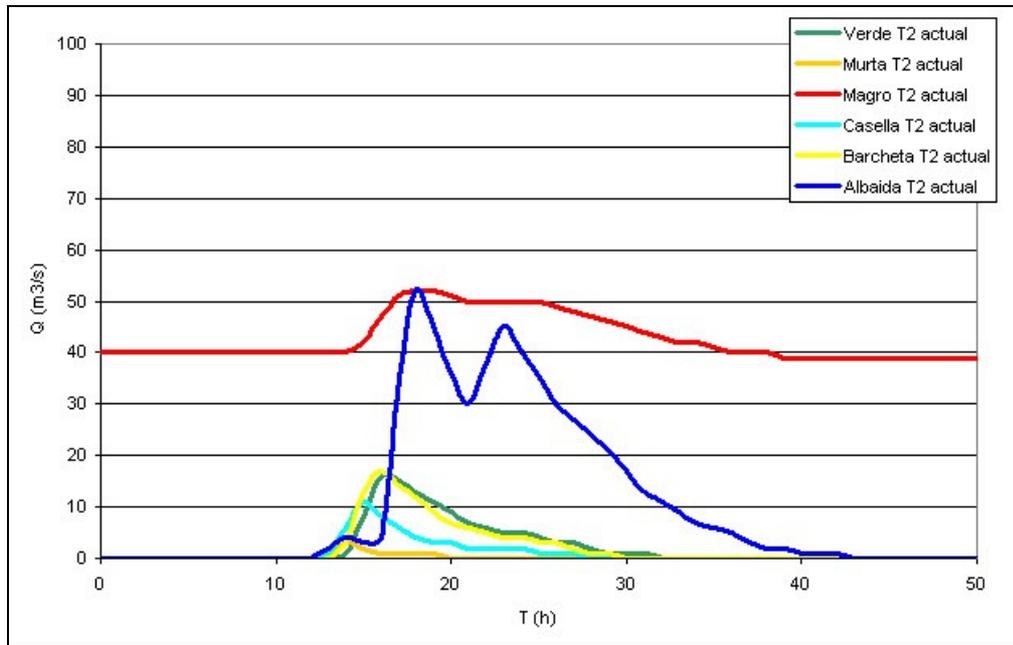


Figura 32. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 2 años

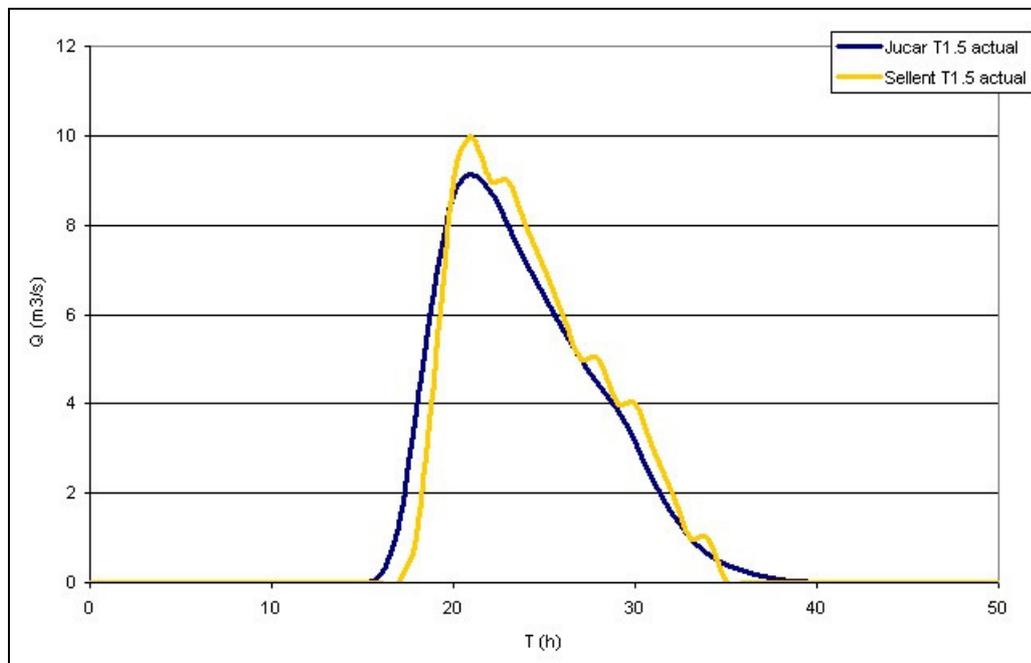


Figura 33. Hidrogramas en situación actual del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 1.5 años

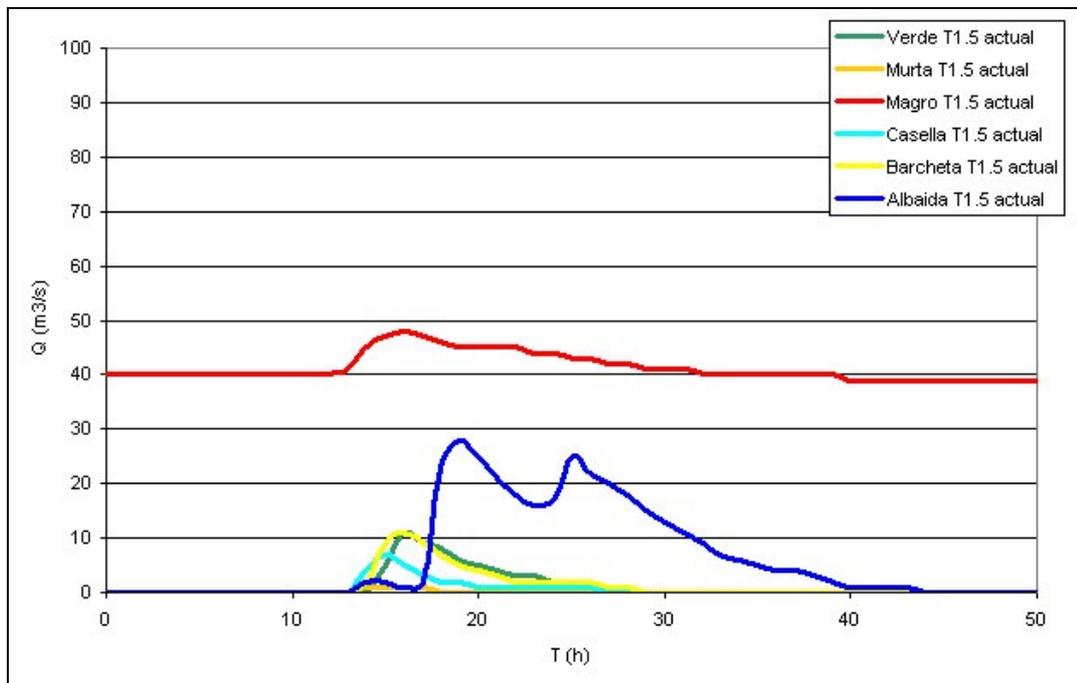


Figura 34. Hidrogramas de entrada a la plana de los afluentes, en situación actual, para un periodo de retorno de 1.5 años

2.3.3. Situaciones hipotéticas

Por último, se ha estimado la reducción de caudales, respecto a la situación actual, que tendría lugar si se construyesen las presas de Estubeny en el río Sellent, Marquesado en el Magro y Montesa en el Cañoles, propuestas en el “Plan Global frente a Inundaciones en la Ribera del Júcar” (CHJ, 2000). Los resultados para el caso de la construcción de las presas de Estubeny y Marquesado se han obtenido empleando las hipótesis de lluvia comentadas en los apartados anteriores. Los resultados se muestran en la tabla nº 16. Sin embargo, para ver el efecto de la presa de Montesa se ha realizado un estudio más detallado, que se describe más adelante en el apartado 2.4, y en el que se ha empleado una modelación estocástica de la estructura espacio-temporal de las lluvias.

RIO	SITUACIÓN ANTERIOR A LAS PRESAS		SITUACIÓN POSTERIOR A LAS PRESAS	
	SELLENT	MAGRO	SELLENT	MAGRO
$Q_{T=500}$ (m ³ /s)	1503	1119	196	700
$Q_{T=250}$ (m ³ /s)	1208	870	188	539
$Q_{T=100}$ (m ³ /s)	831	582	175	381
$Q_{T=50}$ (m ³ /s)	613	410	163	277
$Q_{T=25}$ (m ³ /s)	404	273	148	192
$Q_{T=10}$ (m ³ /s)	208	148	119	113
$Q_{T=5}$ (m ³ /s)	109	91	83	72
$Q_{T=2}$ (m ³ /s)	23	52	23	43
$Q_{T=1.5}$ (m ³ /s)	10	48	10	39

Tabla 16. Caudales punta en la situación anterior y posterior a la construcción de las presas de Estubeny y Marquesado.



Se desprende de los resultados mostrados en la tabla anterior que las presas de Marquesado y Estubeny producen una disminución bastante importante del caudal punta total en el Magro y el Sellent respectivamente, por lo que previsiblemente reducirán de forma significativa las inundaciones en la Ribera Baja.

A continuación, en la figuras 35 a 52, se muestran los hidrogramas para la situación hipotética con las presas de Estubeny y Marquesado, para distintos periodos de retorno. Los hidrogramas del Albaida, teniendo en cuenta el efecto de la presa de Montesa se presentarán en el apartado 2.4.

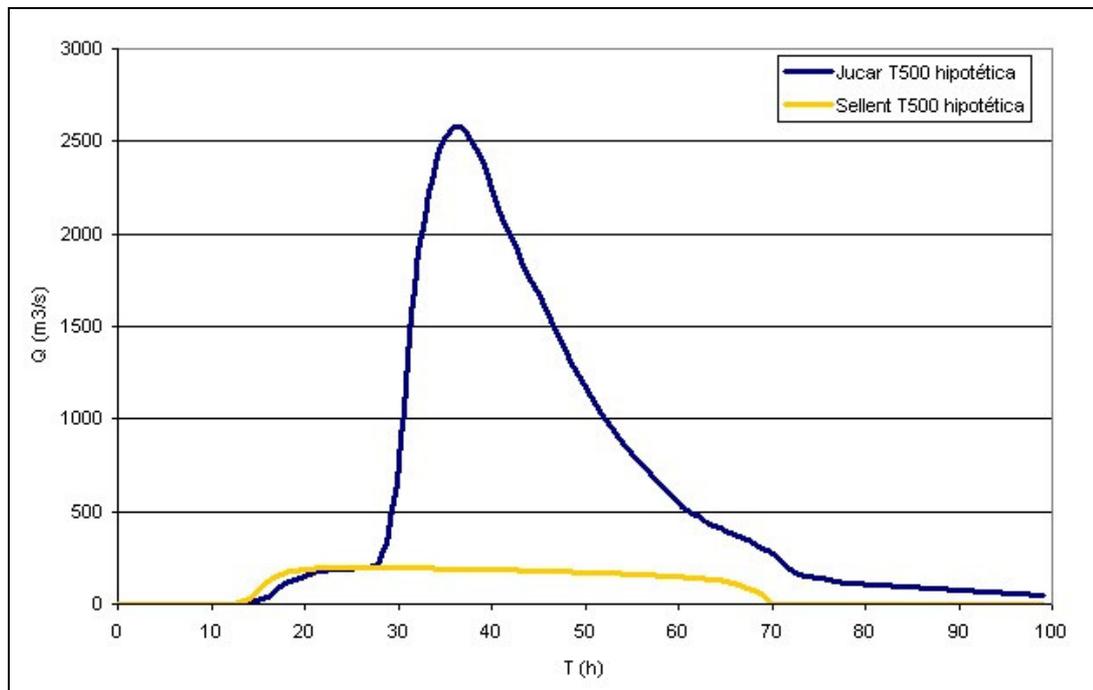


Figura 35. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 500 años

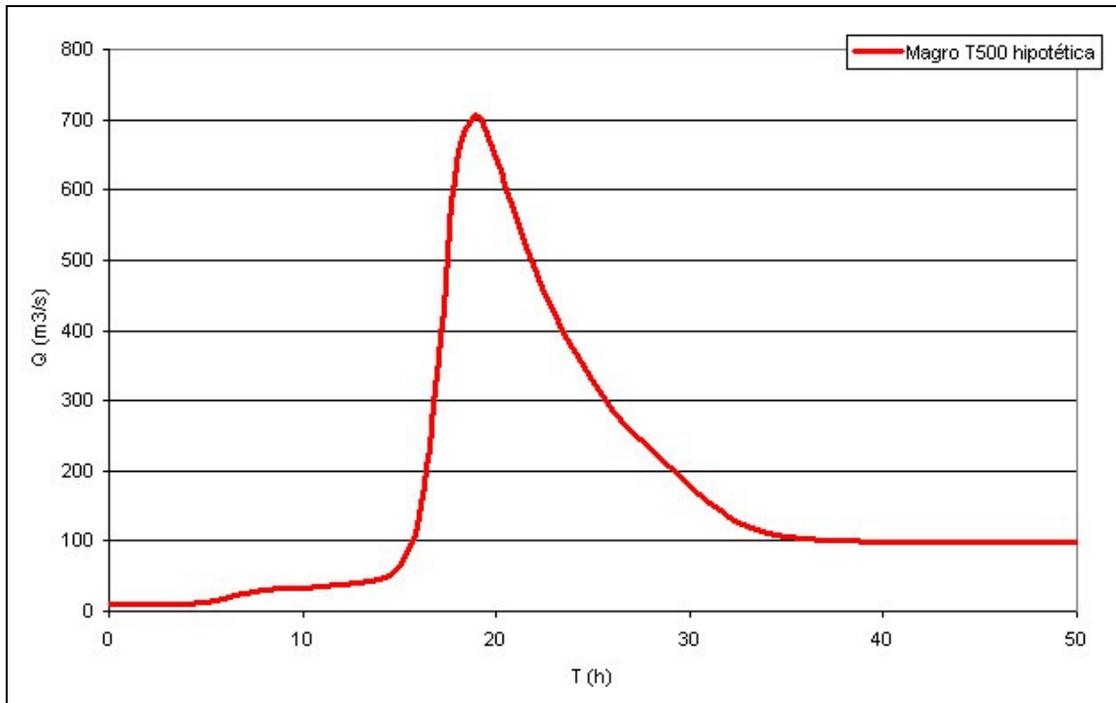


Figura 36. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 500 años

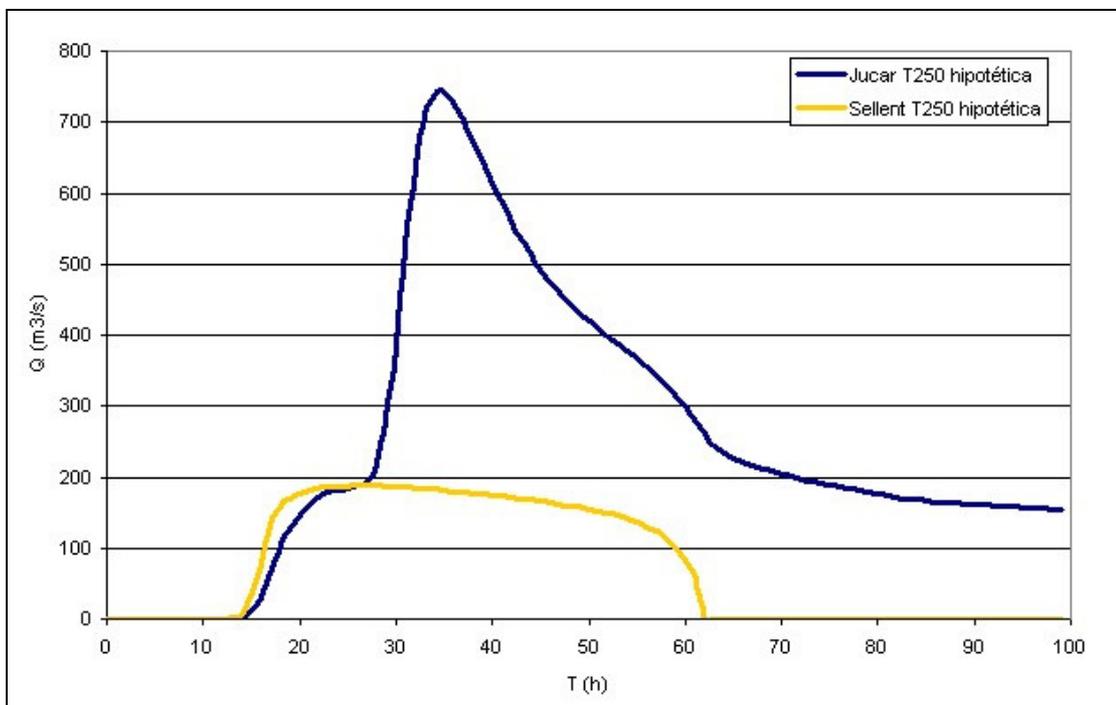


Figura 37. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 250 años

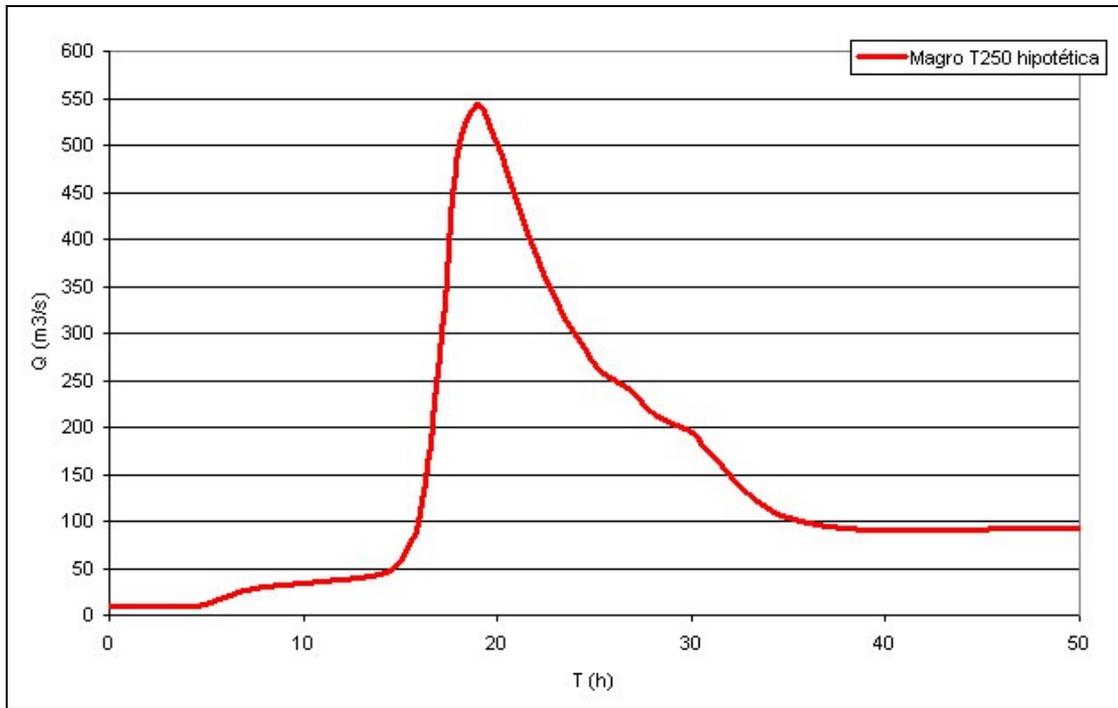


Figura 38. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 250 años

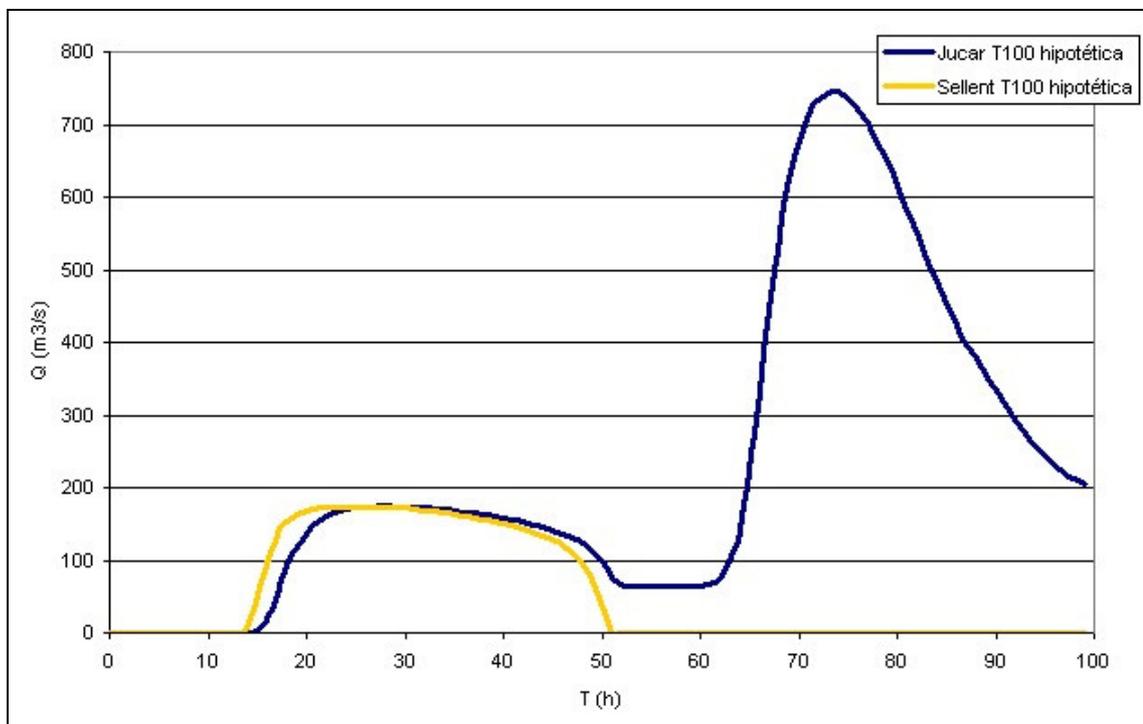


Figura 39. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 100 años

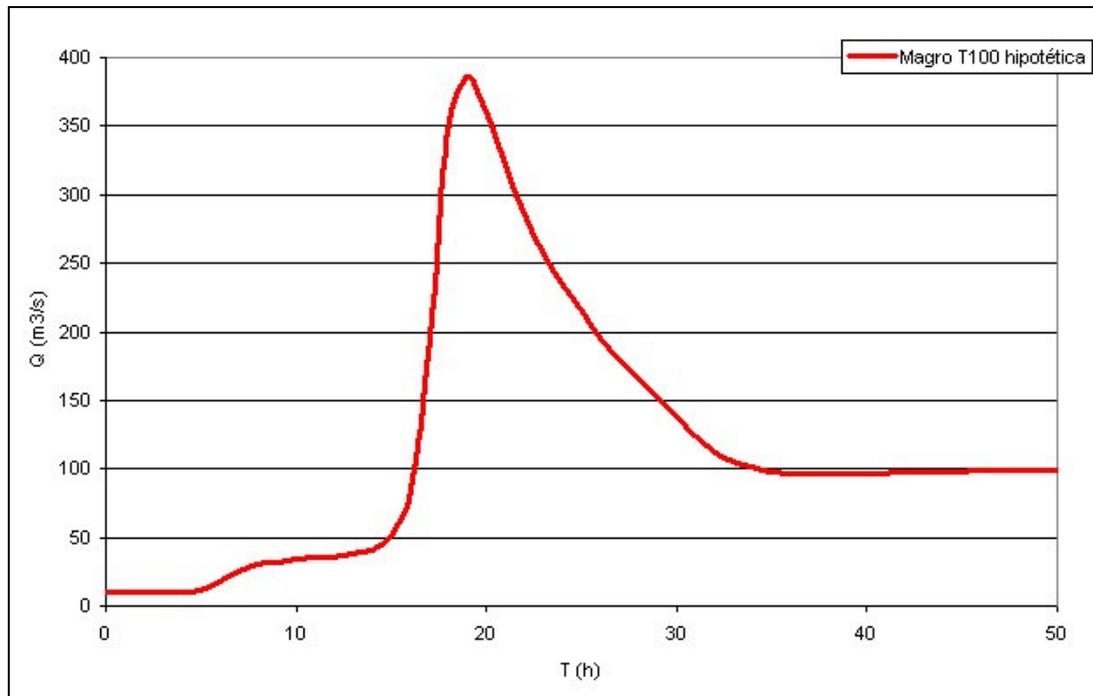


Figura 40. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 100 años

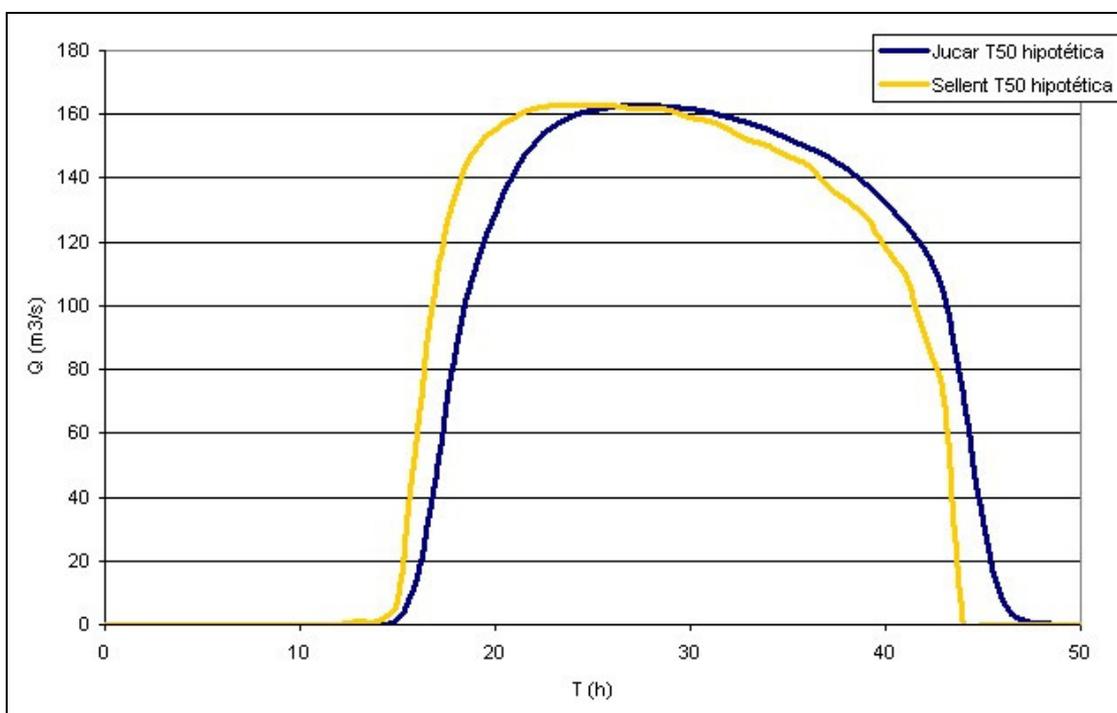


Figura 41. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 50 años

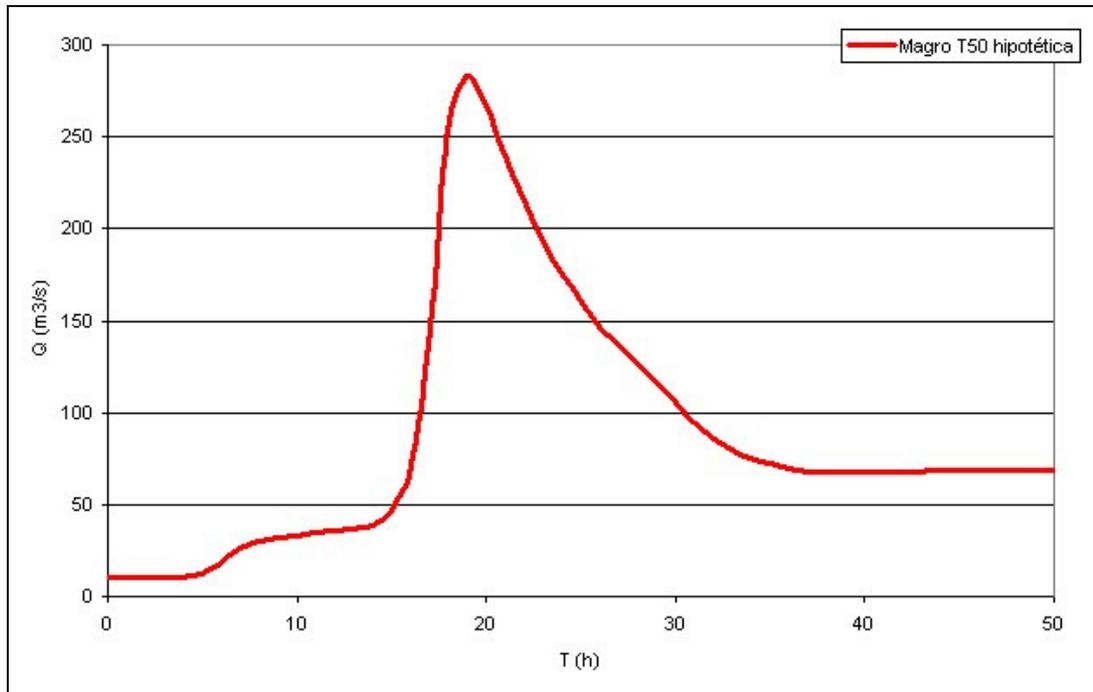


Figura 42. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 50 años

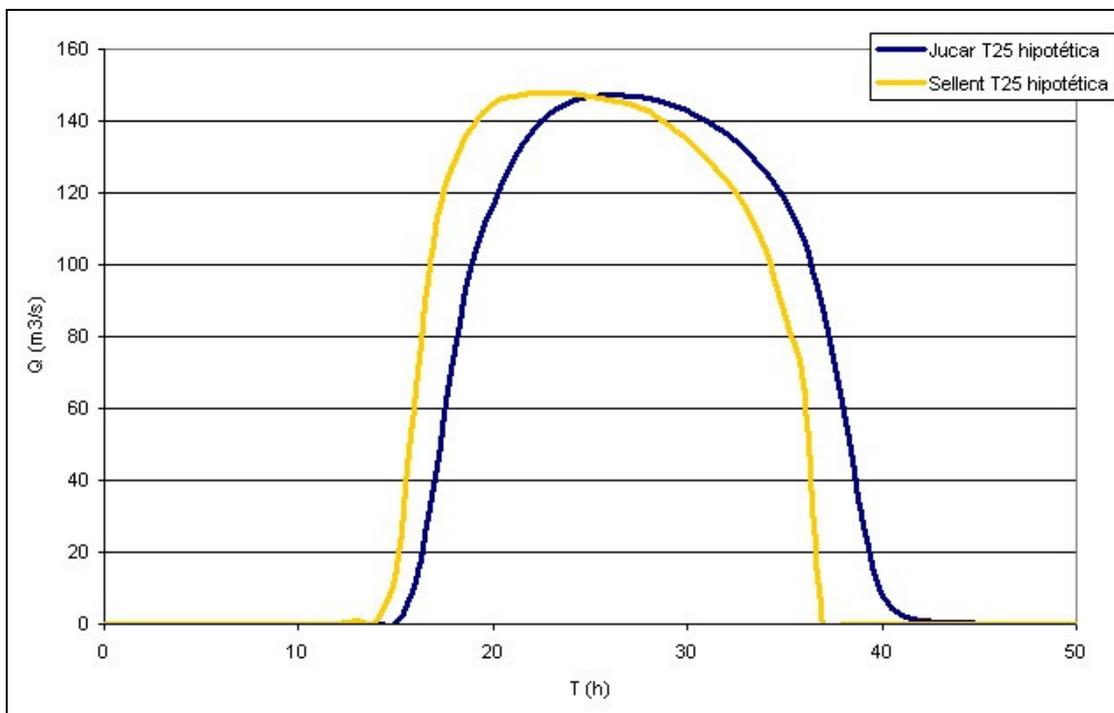


Figura 43. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 25 años

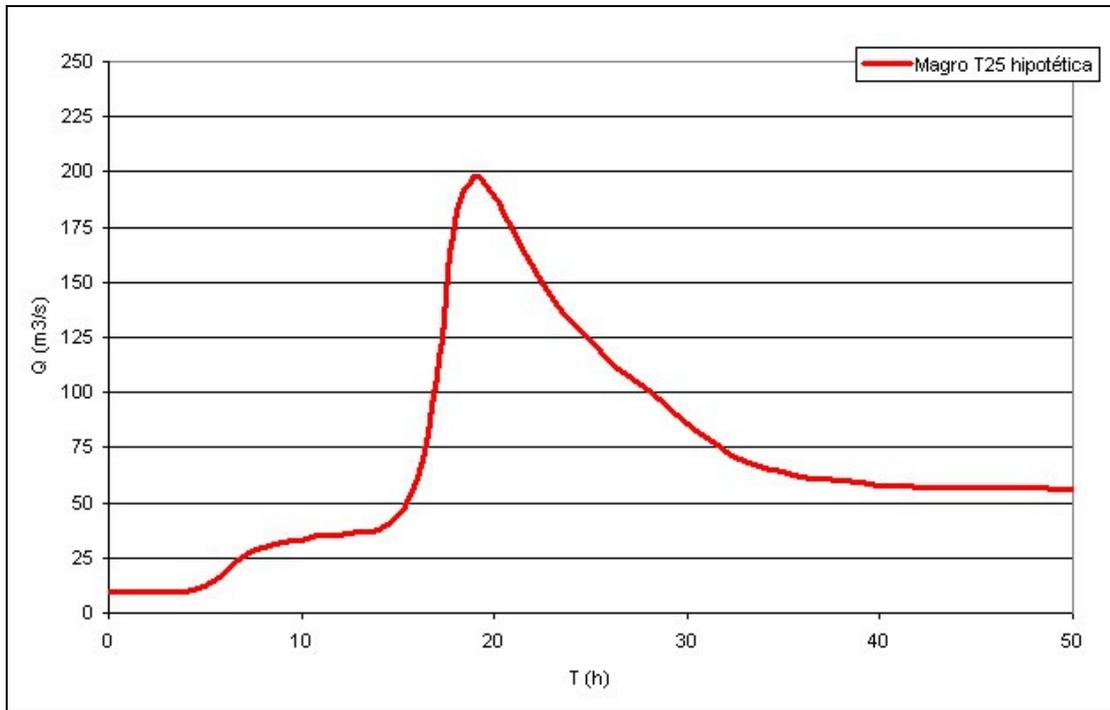


Figura 44. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 25 años

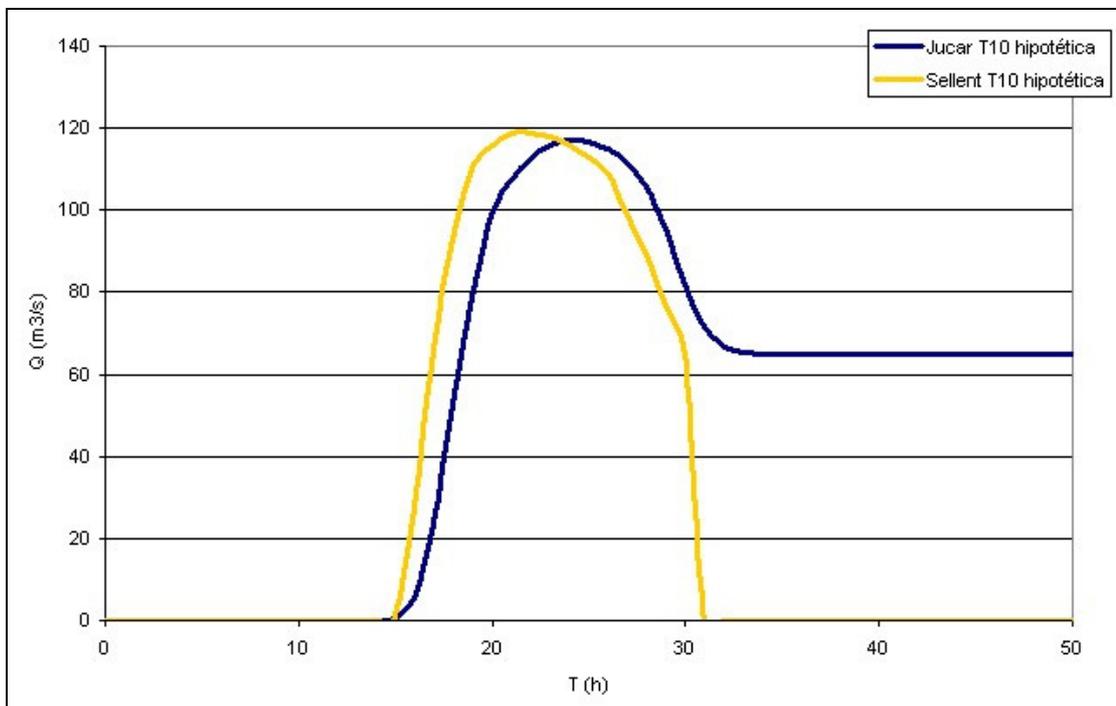


Figura 45. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 10 años

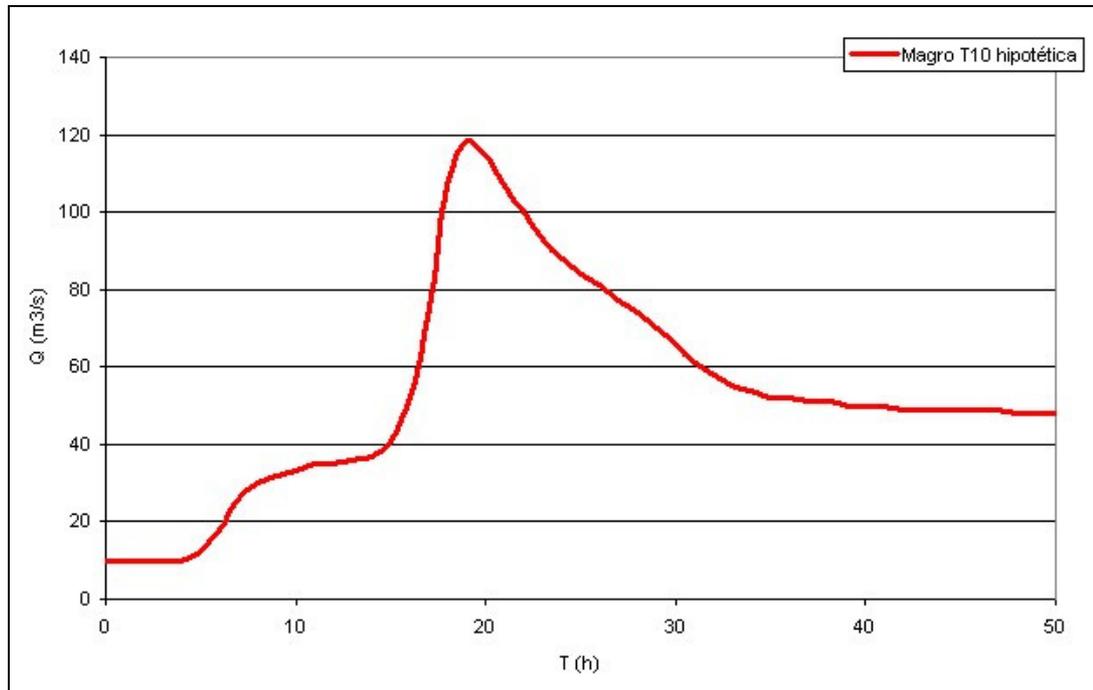


Figura 46. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 10 años

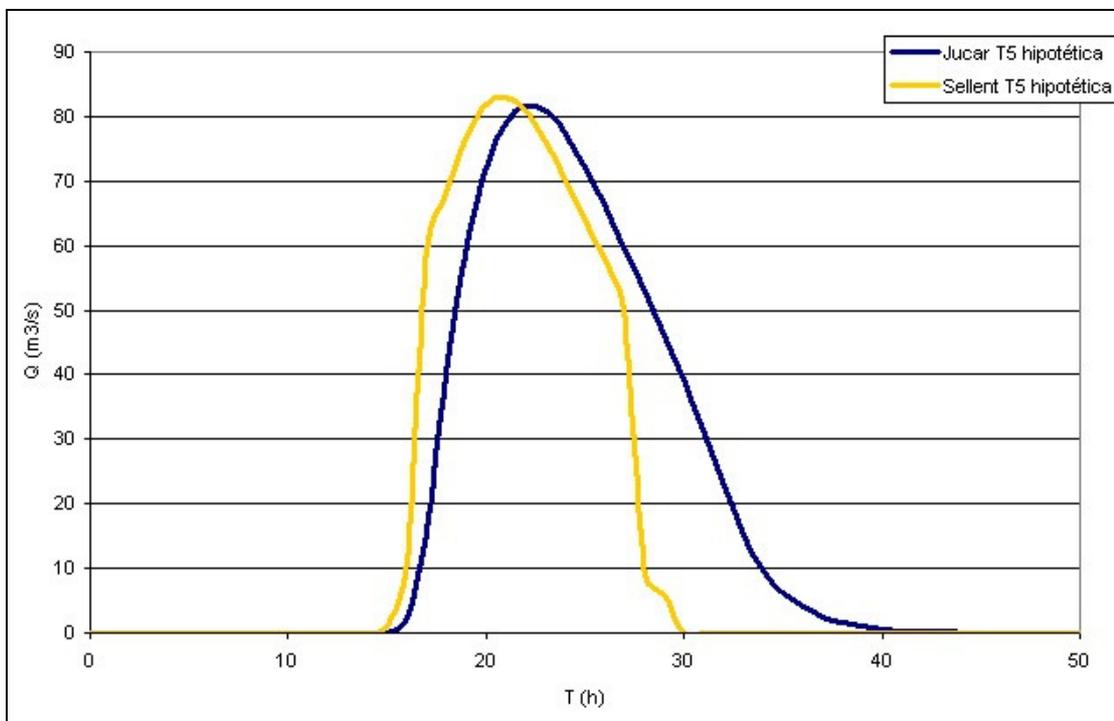


Figura 47. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 5 años

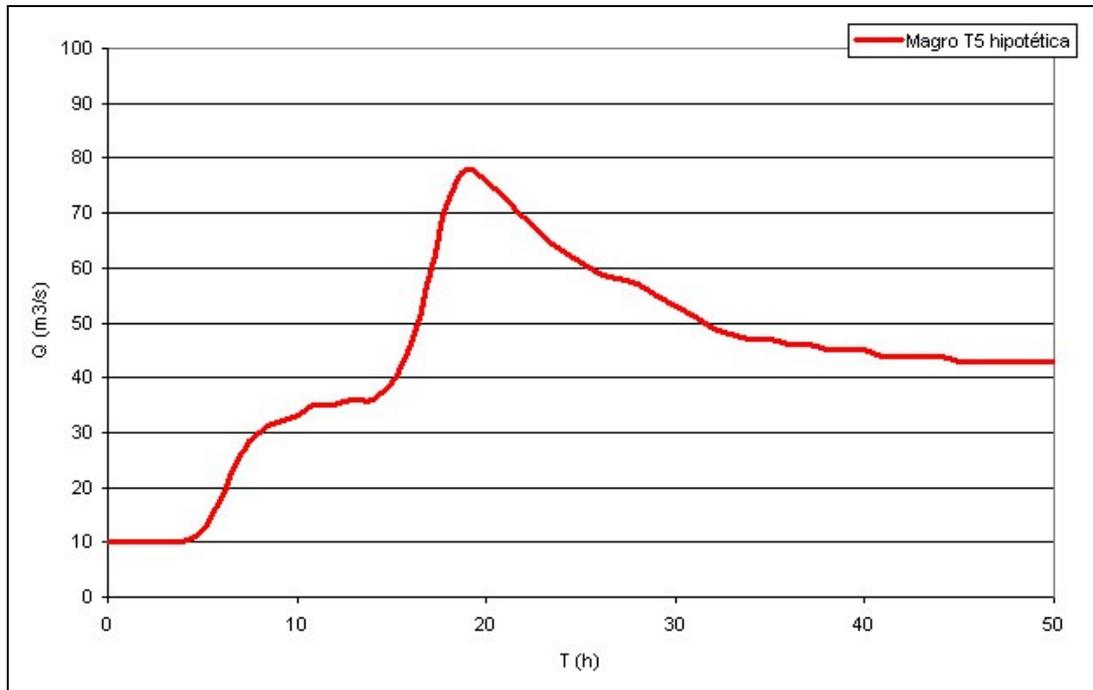


Figura 48. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 5 años

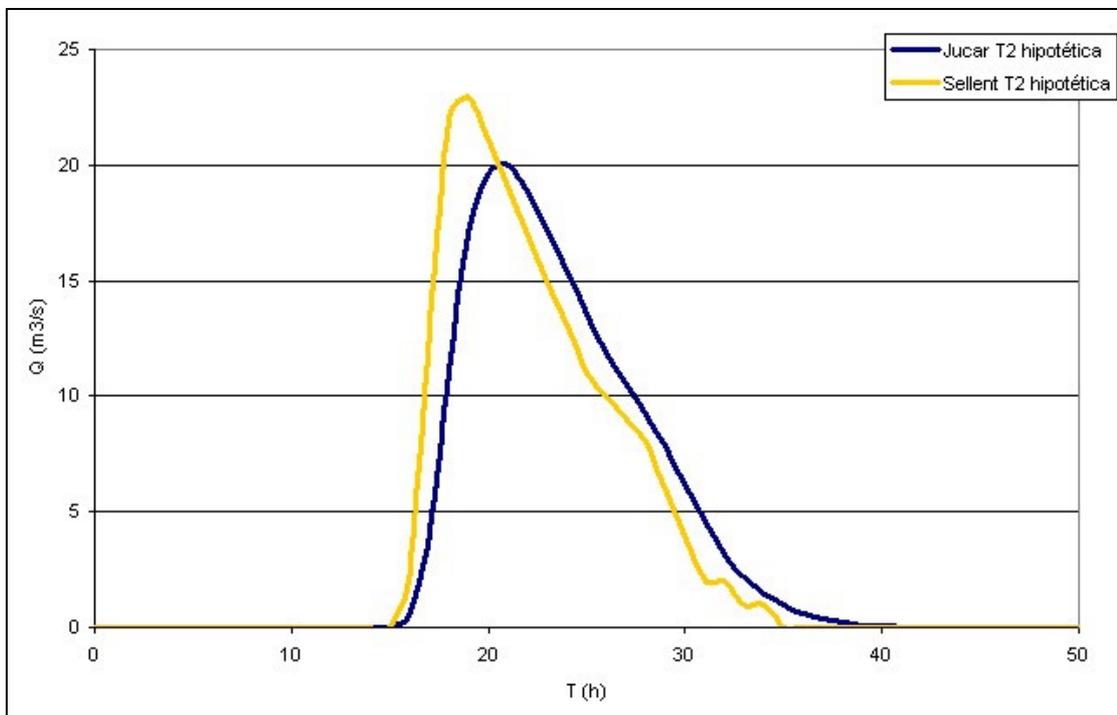


Figura 49. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 2 años

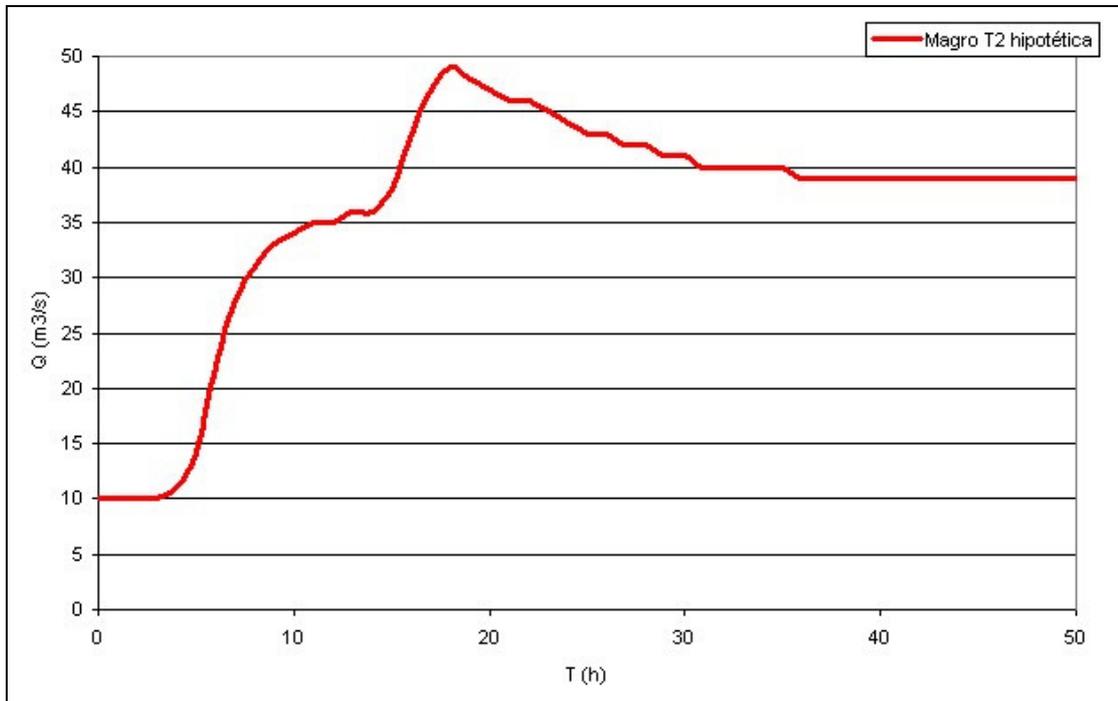


Figura 50. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 2 años

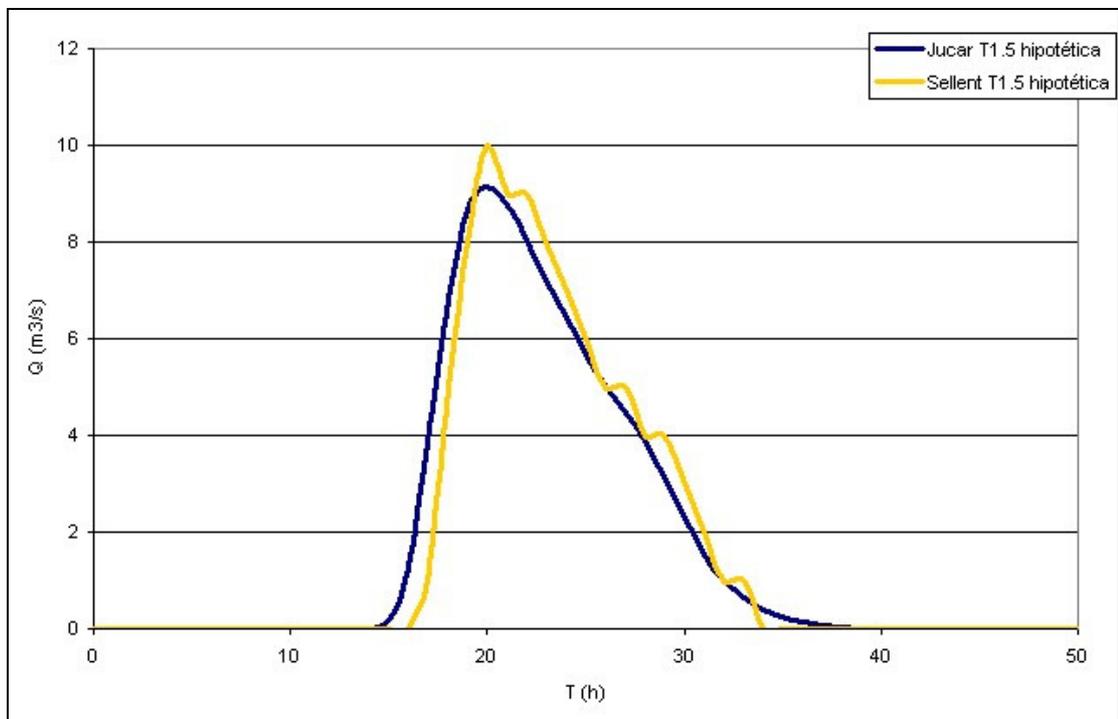


Figura 51. Hidrogramas en situación hipotética del Júcar (entrada a la plana) y Sellent, para un periodo de retorno de 1.5 años

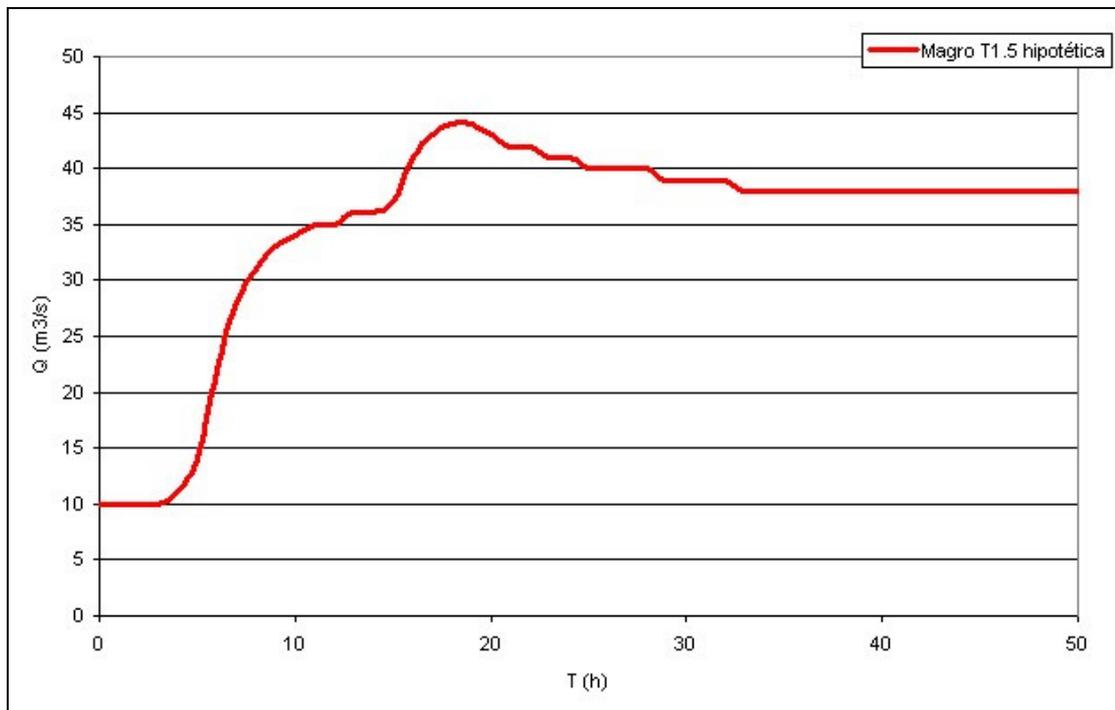


Figura 52. Hidrogramas de entrada del Magro con la presa de Marquesado, para un periodo de retorno de 1.5 años

2.4. ESTUDIO DEL EFECTO DE LA PRESA DE MONTESA

2.4.1. Introducción

En esta parte del estudio se pretende conocer cual es la influencia real de la presa de Montesa, situada en el río Cañoles, en el hidrograma total de la cuenca del Albaida, en función del tipo de tormenta que se produzca. Para ello, se han utilizado una serie de eventos de precipitación, simulados mediante un modelo estocástico, como entrada al modelo distribuido HEC-HMS y se han comparado los resultados de la simulación en las situaciones con y sin la presa de Montesa.

Se ha empleado el modelo Raingen de la Universidad Politécnica de Valencia que permite generar de forma aleatoria tormentas con unas determinadas características estadísticas. Para ello se han ajustado los parámetros del modelo a las características de las tormentas que han sido registradas en el Albaida, y se han generado una serie de campos de precipitación, en total 100 tormentas, con características estadísticas similares a las observadas y que serán la entrada al modelo distribuido HEC-HMS. Las 100 tormentas consideradas han sido calculadas por la Universidad Politécnica de Valencia dentro de un Convenio de colaboración con el CEDEX.



2.4.2. Formulación del modelo

Con el fin de disponer de campos de precipitación con características estadísticas similares a las observadas y que sirvan como entradas a los modelos hidrológicos distribuidos, se hace necesario disponer de un modelo matemático espacio-temporal que permita reproducir de la forma más realista posible dichos campos. La elección del modelo se ha visto condicionada al tipo de precipitación que se pretende modelar. Es por ello que se ha tenido muy en cuenta las características de la precipitación observadas en la Comunidad Valenciana. El objetivo del modelo es simular la estructura interna de los episodios más importantes, por lo que su estructura externa u ocurrencia de eventos en el tiempo no se ha tenido en cuenta. Por otro lado, el elemento estructural que mejor representa el tipo de precipitación convectiva es lo que se denomina celda de lluvia, por lo cual se ha considerado prioritario para la selección del modelo aquellos enfoques que permitan incluir estas celdas explícitamente en su construcción.

En trabajos previos en la región valenciana, todo parece indicar que la evolución de los núcleos de máxima intensidad es básicamente estática, especialmente en los grandes temporales, donde la configuración orográfica actúa como anclaje de los sistemas nubosos. Esta es una de las razones por las que no se ha considerado en el modelo el movimiento de las celdas. No obstante, es posible de una manera relativamente sencilla, asignar movimiento a las celdas vía simulación. Lo mismo ocurre con el hecho de considerar homogeneidad espacial, que es un asunto no resuelto de forma teórica por la mayoría de los modelos estocásticos de lluvia, pero relativamente fácil de solucionar vía simulación.

Los modelos espacio-temporales jerarquizados, basados en procesos de punteo, tienen la capacidad de simular de forma no estacionaria la evolución temporal tanto de las celdas como el propio episodio. Por ello, y pensando en una aplicación práctica inmediata, se ha partido de uno de los modelos más elaborados, basados en procesos de punteo y orientado a evento, que es el formulado por Rodríguez-Iturbe et al. [1987], llamado modelo RE. De los dos modelos propuestos por Rodríguez-Iturbe se ha optado por el que no considera explícitamente agrupamiento de celdas en el espacio (clustering), básicamente porque el propio proceso de Poisson, que describe la distribución de celdas en el espacio, genera por sí mismo agrupamientos.

Las hipótesis teóricas de las que se parte son:

- Homogeneidad espacial y, por tanto, modelo estacionario en el espacio desde el punto de vista de la lluvia.
- Estructura isotópica de correlación espacial.
- Las celdas se sitúan en el espacio siguiendo una distribución de Poisson.
- Los tiempos de nacimiento de celdas se distribuyen según una distribución Erlang.
- El decaimiento temporal de las celdas se describe mediante una función exponencial o tipo gamma.

- La intensidad de cada celda se atenúa con la distancia al centro de la celda de forma exponencial cuadrática.
- El máximo de intensidad alcanzado por la celda se distribuye exponencialmente.

En cuanto a las dos primeras hipótesis, homogeneidad e isotropía, pueden verificarse cuando se considera un conjunto de eventos en una cierta zona, siendo más difícil que ocurra en eventos aislados. Para extensiones mayores de 200 Km² no suele cumplirse estrictamente estas dos hipótesis, aunque depende en gran medida de las condiciones orográficas, cercanía al mar y mayor frecuencia de los vientos en una determinada dirección, entre otras razones. Por lo anterior habría que incorporar una estructura de correlación anisotrópica, sin embargo, el desarrollo analítico fuera extremadamente complicado.

La unidad fundamental es la celda de lluvia convectiva, la cual está caracterizada por un conjunto de propiedades aleatorias y deterministas. La localización de la celda, el instante de nacimiento y la tasa de decaimiento espacial de la intensidad son variables aleatorias, mientras que la tasa de decaimiento temporal de la intensidad de la precipitación se supone determinista. Se considera, por tanto, que la evolución espacio-temporal de la celda tiene una estructura separable. En las siguientes figuras aparecen la representación tomada para la distribución espacial de la intensidad de la celda y la descripción de la evolución temporal de la intensidad, pudiendo tomarse ésta como una distribución exponencial o tipo gamma.

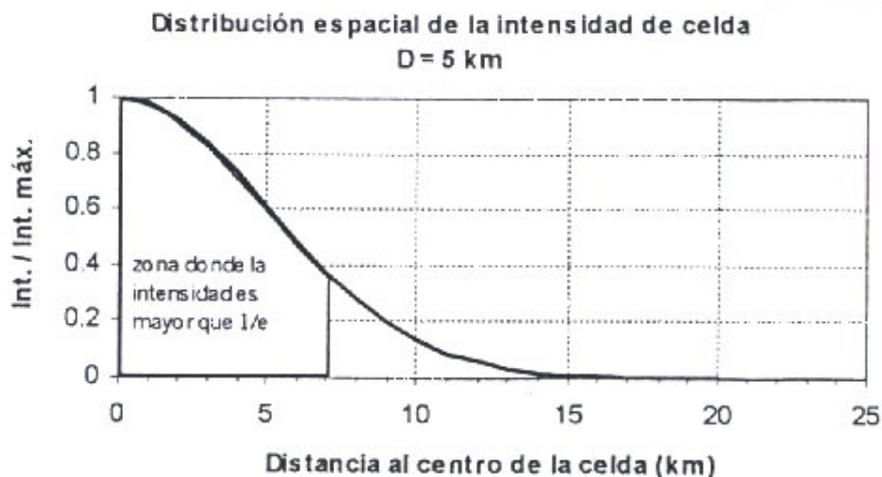


Figura 53. Distribución espacial de la intensidad de la celda

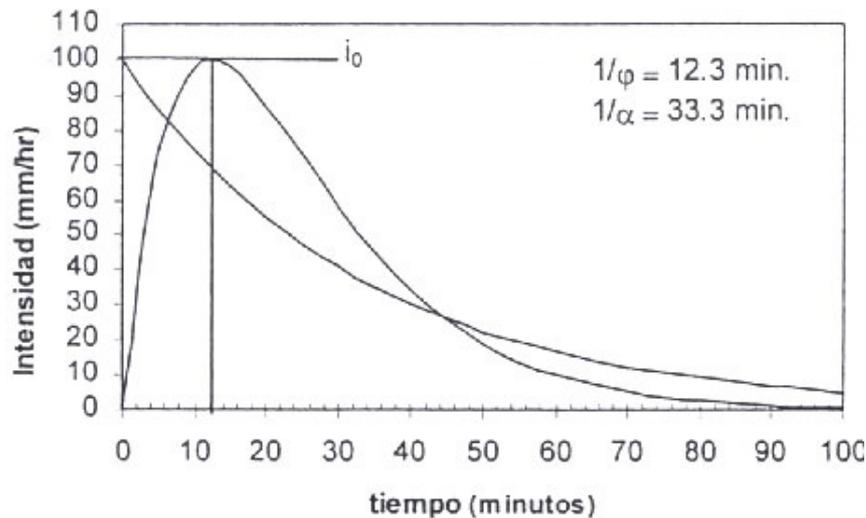


Figura 54. Distribución temporal de la intensidad de la celda

Las condiciones que se le imponen a los dos tipos de distribuciones de la evolución temporal es que:

- El área bajo las curvas ha de ser la misma.
- La intensidad en el máximo de la función tipo gamma ha de ser igual a la intensidad de la función exponencial en $t = 0$.

De esta forma, el volumen de agua producido por ambos tipos de celda es el mismo, así como las puntas de intensidad alcanzadas por celdas individuales.

Al igual que en el modelo RE, la distribución espacial de las celdas se supone gobernada por un proceso de Poisson homogéneo bidimensional de parámetro $\lambda(L^{-2})$, el cual representa el número medio de celdas por unidad de área.

Por otro lado, se supone, que el instante del nacimiento de cada celda relativo al inicio del evento sigue una distribución Erlang con parámetros n y β . La distribución Erlang se reduce a una distribución exponencial cuando $n = 0$. Sin embargo en la estimación de los parámetros del modelo se demuestra que en la mayoría de los casos el mejor ajuste se obtiene para valores de n mayores que 0.

2.4.3. Región de la simulación

El rectángulo de simulación comprende un área de 80 km x 50 km, cubriendo totalmente la cuenca de los Ríos Cãnoles y Albaida. En la figura 55 se indica la localización geográfica del rectángulo, cuya esquina inferior izquierda corresponde a las coordenadas UTM: 658500, 4288000.

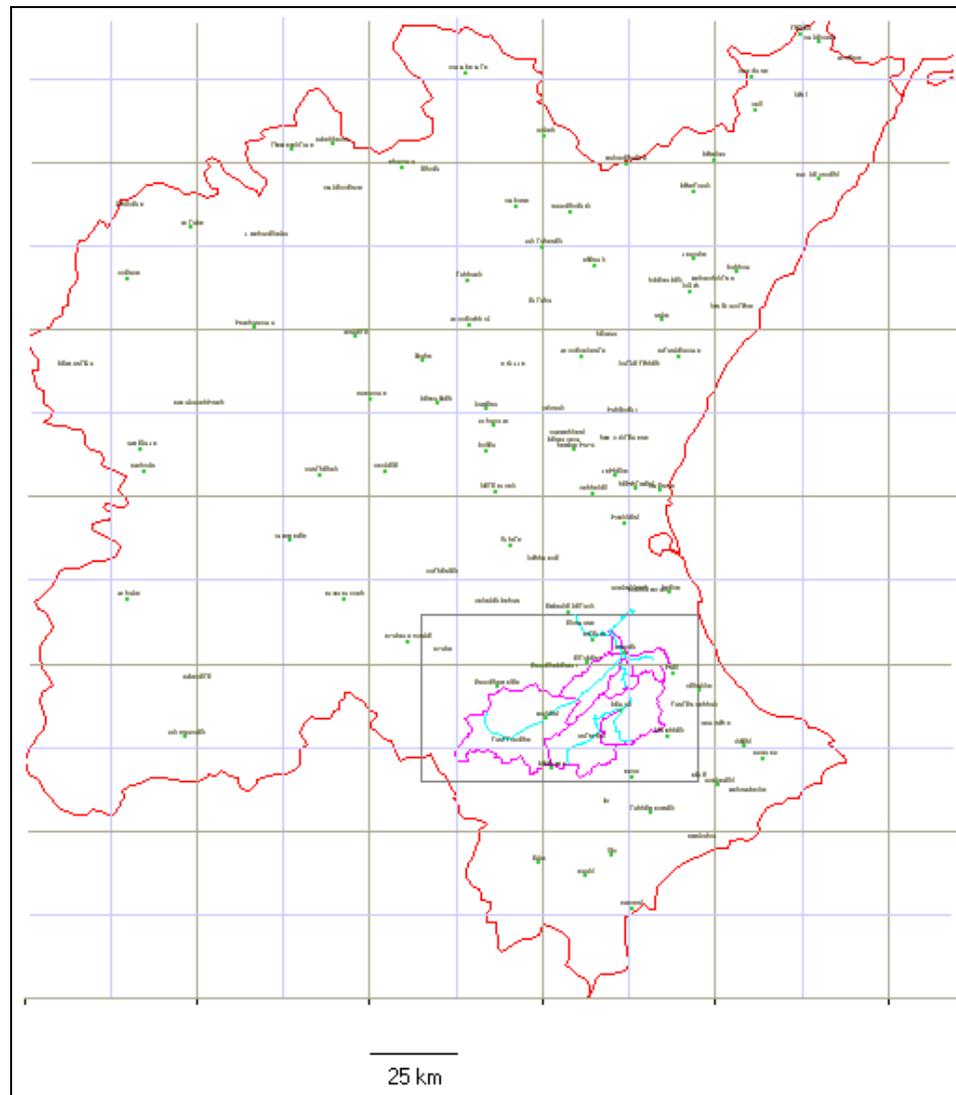


Figura 55. Rectángulo de simulación de las lluvias estocásticas

El rectángulo de simulación 80 km x 50 km consta de 4000 celdas de extensión 1 x 1 km, generándose valores en los puntos-centro de cada una de estas celdas cuadradas.

Se han simulado 100 eventos sintéticos, empleando diferentes grupos y combinaciones de parámetros, en función de los estimados para las tormentas históricas.

2.4.4. Parámetros empleados en la simulación

Se han efectuado 5 fases de simulación, dando lugar a cinco familias de episodios sintéticos, con parámetros y criterios distintos en cada caso. Cada familia se compone de 20 episodios.



Dos elementos incorporados a la simulación van más allá de las hipótesis de partida empleadas en la formulación original del modelo, para conseguir una mayor versatilidad e introducir conocimientos cualitativos sobre la casuística conocida de los temporales. Por un lado, el establecimiento de una no-homogeneidad en cuanto a la probabilidad de ocurrencia de celdas. El parámetro λ , manteniendo el valor medio, queda sujeto a ligeras variaciones preestablecidas en regiones o sub-zonas dentro del área de la simulación. Se permite así reproducir las diferencias conocidas en torrencialidad, motivadas en buena parte por la orografía y otros condicionantes. En las simulaciones se ha introducido en algunos casos este factor en función del cual se establecen zonas preferenciales o de probabilidad incrementada (respecto de la media) de ocurrencia de celdas, a través de un coeficiente multiplicador del parámetro λ , manteniéndose la media global de tasa de ocurrencias o nacimiento de celdas:

En la figura 56 se muestra la zonificación empleada. En contorno rojo queda delimitada la zona preferencial de ocurrencia de celdas.

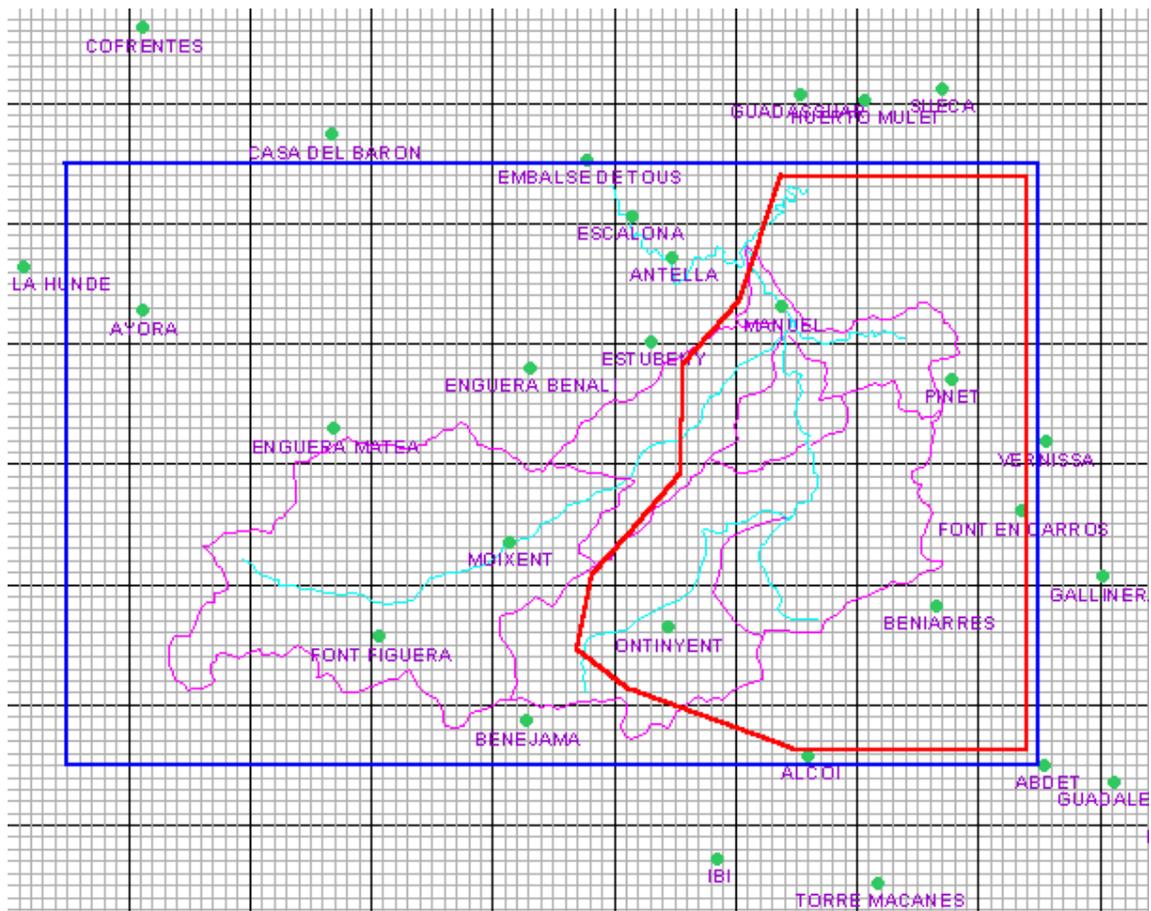


Figura 56. Zonificación empleada en las simulaciones

Otro aspecto considerado en la simulación es la evolución direccional de la tormenta. En algunos grupos de eventos sintéticos se ha empleado el avance E-W. En cada una de las

franjas, entre cada dos circunferencias, no hay orden preferencial de ocurrencia de celdas. Estas se producen primeramente en la franja más al ESTE. Seguidamente, se cubre la siguiente franja, y así hasta completar el nacimiento y evolución de celdas en la franja más al OESTE:

Seguidamente se describen los parámetros y criterios empleados en las diferentes fases. En cada caso, se han generado 20 episodios sintéticos:

- Primer grupo de episodios sintéticos:

Episodios de carácter extraordinario, con movimiento en dirección E-W.

Dirección de avance de la tormenta: E-W. Bandas de avance de 20 km.

Zona de probabilidad preferencial de ocurrencia de celdas dentro de la cuenca, desde Onteniente hacia el este, y por el norte siguiendo la divisoria de la cuenca del Albaida.

Parámetro λ : $0.005 < \lambda < 0.008 \text{ celdas/km}^2$

Parámetro β : $0.001 < \beta < 0.004 \text{ min}^{-1}$

Parámetro n : $n = 2 \text{ ó } n = 3$

Parámetro δ : $\delta = 1.5$

Parámetro θ : $\theta = 20$

Parámetro α : $0.03 < \alpha < 0.05 \text{ min}^{-1}$

Parámetro $E[i_0]$: $60 \text{ mm/h} < E[i_0] < 170 \text{ mm/h}$

- Segundo grupo de episodios sintéticos:

Episodios de carácter extraordinario. Parámetros del episodio octubre-2000.

Dirección de avance de la tormenta: E-W. Bandas de avance de 30 km.

Zona de probabilidad preferencial de ocurrencia de celdas dentro de la cuenca, desde Onteniente hacia el este, y por el norte siguiendo la divisoria de la cuenca del Albaida.

Parámetro λ : $\lambda = 0.0068 \text{ celdas/km}^2$

Parámetro β : $\beta = 0.00122 \text{ min}^{-1}$

Parámetro n : $n = 2$



GEDEX

Parámetro δ :	$\delta = 1.42$
Parámetro θ :	$\theta = 27.06$
Parámetro α :	$\alpha = 0.0355 \text{ min}^{-1}$
Parámetro $E[i_0]$:	$E[i_0] = 162 \text{ mm/h}$

- Tercer grupo de episodios sintéticos:

Episodios de carácter extraordinario

Estacionario (sin avance del frente).

Zona de probabilidad preferencial de ocurrencia de celdas dentro de la cuenca, desde Onteniente hacia el este, y por el norte siguiendo la divisoria de la cuenca del Albaida.

Parámetro λ :	$0.005 < \lambda < 0.008 \text{ celdas/km}^2$
Parámetro β :	$0.001 < \beta < 0.004 \text{ min}^{-1}$
Parámetro n :	$n = 2 \text{ ó } n = 3$
Parámetro δ :	$\delta = 1.2$
Parámetro θ :	$\theta = 30$
Parámetro α :	$0.025 < \alpha < 0.05 \text{ min}^{-1}$
Parámetro $E[i_0]$:	$60 \text{ mm/h} < E[i_0] < 160 \text{ mm/h}$

- Cuarto grupo de episodios sintéticos:

Episodios de carácter extraordinario. Parámetros del episodio octubre-2000.

Estacionario (sin dirección de avance de la tormenta).

Probabilidad de ocurrencia de celdas idéntica en toda la extensión de la cuenca.

Parámetro λ :	$\lambda = 0.0068 \text{ celdas/km}^2$
Parámetro β :	$\beta = 0.00122 \text{ min}^{-1}$
Parámetro n :	$n = 2$
Parámetro δ :	$\delta = 1.42$

Parámetro θ :	$\theta = 27.06$
Parámetro α :	$\alpha = 0.0355 \text{ min}^{-1}$
Parámetro $E[i_0]$:	$E[i_0] = 162 \text{ mm/h}$

- Quinto grupo de episodios sintéticos:

Parámetros del episodio septiembre-97

Estacionario (sin dirección de avance en la ocurrencia de celdas).

Zona de probabilidad preferencial de ocurrencia de celdas dentro de la cuenca, desde Onteniente hacia el este, y por el norte siguiendo la divisoria de la cuenca del Albaida.

Parámetro λ :	$\lambda = 0.0031 \text{ celdas/km}^2$
Parámetro β :	$\beta = 0.0068 \text{ min}^{-1}$
Parámetro n :	$n = 3$
Parámetro δ :	$\delta = 1.71$
Parámetro θ :	$\theta = 41.412$
Parámetro α :	$\alpha = 0.0296 \text{ min}^{-1}$
Parámetro $E[i_0]$:	$E[i_0] = 112.2 \text{ mm/h}$

2.4.5. Simulación hidrológica de las tormentas generadas

Para estudiar el efecto de la presa de Montesa en los caudales que desembocan en el Júcar provenientes de la cuenca del Albaida, analizamos la diferencia de comportamiento de la cuenca con y sin la presa. Para ello, introducimos como dato de precipitación, en el modelo distribuido HMS, las 100 tormentas resultado del modelo descrito en los apartados anteriores.

Se realizan dos simulaciones con cada tormenta, la primera con el esquema actual de la cuenca, es decir, sólo con la presa de Bellús en el Albaida, y el segundo grupo de simulaciones con la presa de Montesa, modelizada mediante su curva de embalse y desagüe. Se obtiene como resultado dos series de caudales punta de avenida en la desembocadura del Albaida en el Júcar. La serie que procede del primer grupo de simulaciones, con la situación actual, la llamaremos de “caudales en situación I”, y el segundo grupo, con la presa de Montesa, será de “caudales en situación II”. Para apreciar



CEDEX

mejor la diferencia entre ambos caudales, se calcula el porcentaje de diferencia del caudal en situación II con respecto al de situación I (tabla 17).

Se obtiene, como promedio aproximadamente, una reducción de un 7 % en los caudales punta considerando la existencia de la presa de Montesa. Este resultado es similar al obtenido con anterioridad, mediante una metodología diferente, en el “Estudio del análisis de distintas actuaciones de defensa frente a las avenidas del río Júcar: Estudio preliminar de actuaciones estructurales de defensa” (CEDEX, 2000). En ese estudio se obtenía una reducción porcentual media para la avenida de periodo de retorno de 500 años del 11 %, y para las de periodo de retorno de 100 y 25 años del 7 %.

TORMENTA	Q punta St. I	Q punta Sit. II	% Diferencia
Tormenta 1	275	275	-0.01
Tormenta 2	376	362	3.78
Tormenta 3	223	223	0.00
Tormenta 4	71	71	0.00
Tormenta 5	232	232	-0.01
Tormenta 6	1125	1125	0.00
Tormenta 7	730	730	0.00
Tormenta 8	111	111	0.00
Tormenta 9	525	525	0.00
Tormenta 10	1328	1328	0.00
Tormenta 11	2088	2088	0.00
Tormenta 12	71	71	0.00
Tormenta 13	144	144	0.00
Tormenta 14	334	334	0.00
Tormenta 15	1278	1278	0.00
Tormenta 16	1270	1270	-0.02
Tormenta 17	792	792	0.00
Tormenta 18	407	361	11.36
Tormenta 19	1363	1363	-0.02
Tormenta 20	325	325	0.00
Tormenta 21	659	430	34.75
Tormenta 22	226	226	0.00
Tormenta 23	503	406	19.29
Tormenta 24	296	296	0.00
Tormenta 25	543	543	0.00
Tormenta 26	197	197	-0.27
Tormenta 27	368	261	29.04
Tormenta 28	447	447	0.00
Tormenta 29	1476	1506	-2.05
Tormenta 30	1363	1363	0.00
Tormenta 31	88	88	-0.01
Tormenta 32	534	462	13.42
Tormenta 33	341	342	-0.19
Tormenta 34	1175	849	27.71
Tormenta 35	678	584	13.88
Tormenta 36	1017	1005	1.19
Tormenta 37	1229	1229	0.00
Tormenta 38	1322	1322	-0.03
Tormenta 39	1256	1256	0.00
Tormenta 40	659	429	34.92
Tormenta 41	1805	1808	-0.13
Tormenta 42	37	37	0.00
Tormenta 43	539	289	46.43
Tormenta 44	86	86	0.00
Tormenta 45	1117	1117	0.00
Tormenta 46	341	341	0.08
Tormenta 47	306	306	0.00
Tormenta 48	624	645	-3.49
Tormenta 49	398	398	0.00
Tormenta 50	999	1000	-0.05
Tormenta 51	1109	1109	0.00
Tormenta 52	682	682	0.00

TORMENTA	Q punta St. I	Q punta Sit. II	% Diferencia
Tormenta 53	1025	1073	-4.67
Tormenta 54	2727	2727	0.00
Tormenta 55	1558	1529	1.87
Tormenta 56	2870	2936	-2.30
Tormenta 57	2477	2107	14.94
Tormenta 58	324	324	0.00
Tormenta 59	740	740	0.00
Tormenta 60	1283	1283	0.00
Tormenta 61	2375	2375	-0.01
Tormenta 62	321	321	0.03
Tormenta 63	1334	1362	-2.12
Tormenta 64	371	219	41.00
Tormenta 65	1645	619	62.40
Tormenta 66	204	63	69.24
Tormenta 67	541	162	69.95
Tormenta 68	212	212	0.00
Tormenta 69	588	267	54.65
Tormenta 70	254	254	0.00
Tormenta 71	559	512	8.31
Tormenta 72	838	476	43.22
Tormenta 73	1064	1064	0.00
Tormenta 74	670	670	0.03
Tormenta 75	883	935	-5.85
Tormenta 76	437	485	-11.00
Tormenta 77	1907	1850	3.02
Tormenta 78	529	570	-7.75
Tormenta 79	670	150	77.67
Tormenta 80	832	222	73.27
Tormenta 81	23	23	0.00
Tormenta 82	160	160	0.00
Tormenta 83	221	221	0.00
Tormenta 84	379	379	0.01
Tormenta 85	381	381	0.00
Tormenta 86	252	252	0.00
Tormenta 87	482	482	0.00
Tormenta 88	392	361	7.96
Tormenta 89	1337	1337	0.00
Tormenta 90	2802	2802	0.00
Tormenta 91	1348	1348	0.00
Tormenta 92	349	350	-0.17
Tormenta 93	111	111	0.00
Tormenta 94	222	222	0.00
Tormenta 95	2455	2455	0.00
Tormenta 96	1462	1462	0.00
Tormenta 97	736	736	0.00
Tormenta 98	952	952	0.00
Tormenta 99	444	450	-1.23
Tormenta 100	23	23	0.00
PROMEDIO			≅ 7%

Tabla 17. Caudales máximos del Albaida para cada tormenta, con y sin la presa de Montesa

Se representan en una gráfica los caudales correspondientes a una misma tormenta, en situación I y II. De esta forma, se observarán aquellos puntos en los que haya mucha diferencia entre ambos caudales, desplazados de la línea que marcan los pares entre los que no hay prácticamente diferencia (figura 57).

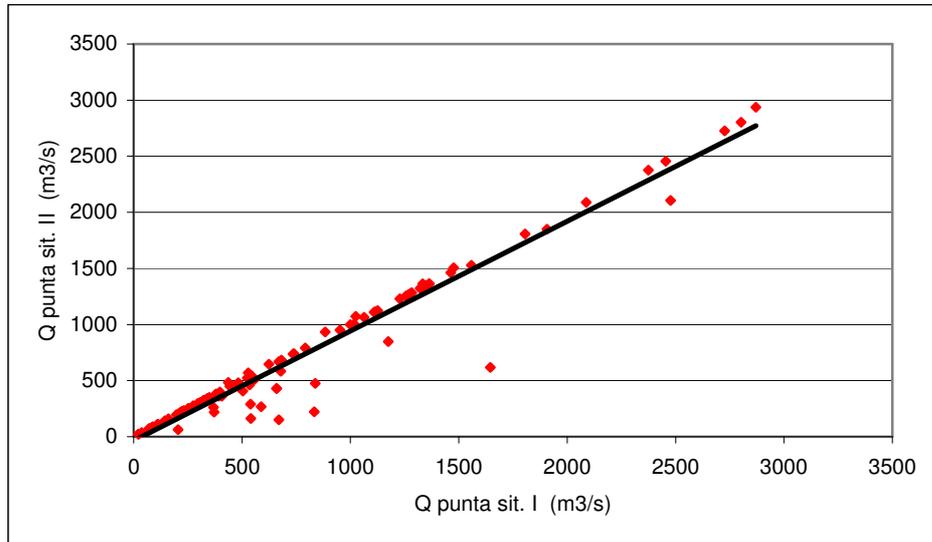


Figura 57. Caudales punta del Albaida con las 100 tormentas en la situación actual frente a los caudales con la presa de Montesa

También se representan en una gráfica, la serie de caudales en situación I frente a sus correspondientes porcentajes de diferencia respecto a los caudales en situación II (figura 58).

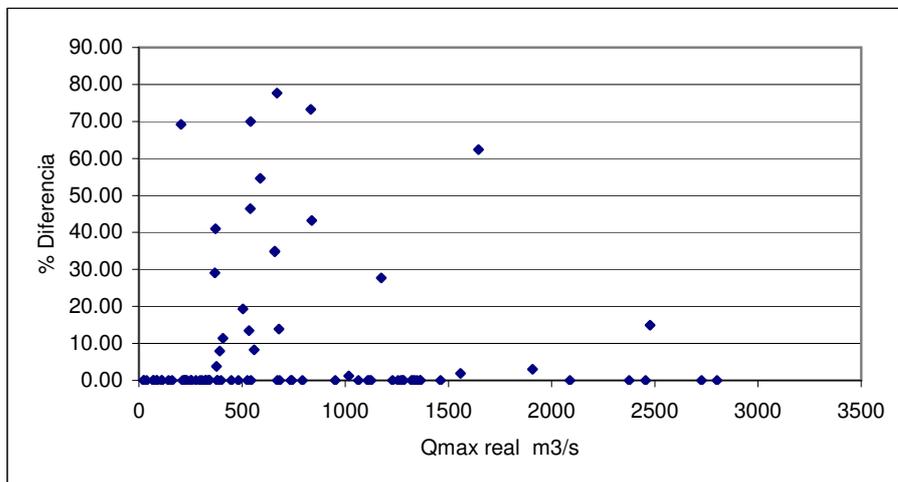


Figura 58. Caudales punta del Albaida con las 100 tormentas en la situación actual frente a los porcentajes de diferencia respecto a los caudales en situación II

Analizando la distribución espacial y temporal de las tormentas que provocan caudales con y sin la presa de Montesa muy diferentes, se observa que contienen a lo largo del evento, gran cantidad de células convectivas de lluvia sobre la cabecera del Cañoles, subcuenca Cañoles 1, que es la subcuenca que drena a la presa de Montesa. Esas precipitaciones, además de ser muy frecuentes a lo largo del episodio, también tienen valores altos de

intensidad y un radio de acción muy grande, de forma que cubren casi por completo la subcuenca. Este es el motivo por el que se nota el efecto de la presa, en estos casos, la tormenta produce caudal suficiente aguas arriba de la presa como para que ésta pueda funcionar y que la laminación que produzca sea significativa aguas abajo.

En las figuras de la 59 a la 64, vemos la representación cada 10 minutos de un ejemplo del tipo de tormenta localizada en la cabecera del Cañoles, a lo largo de un intervalo de 1 hora.

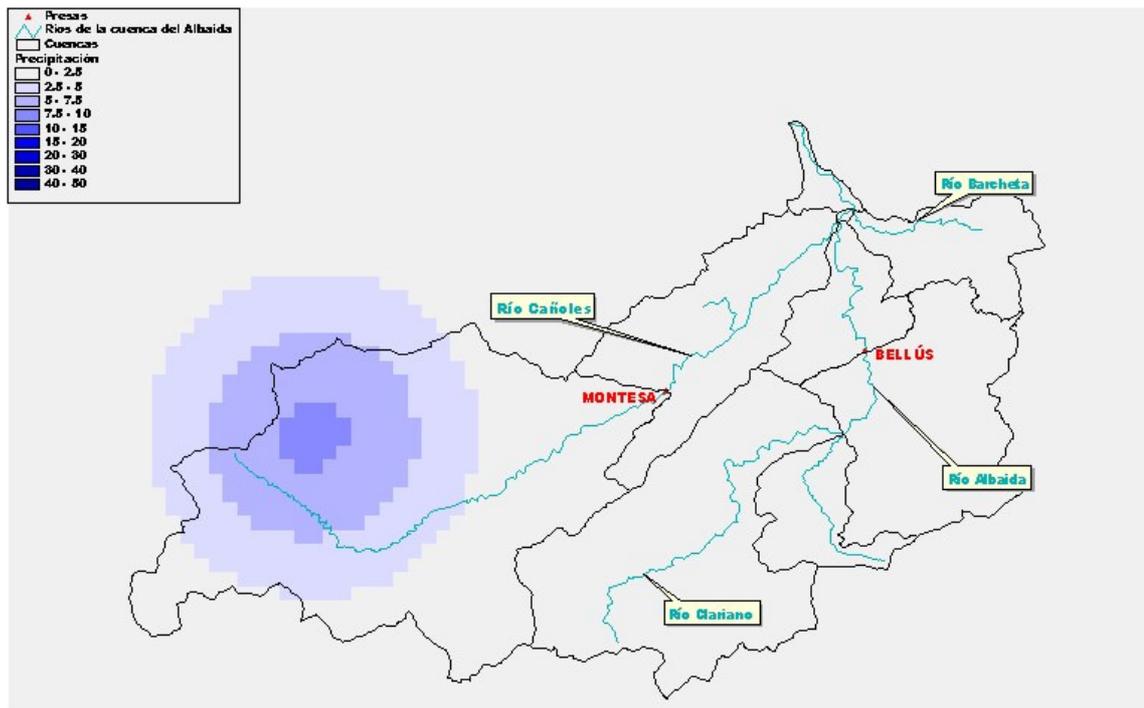


Figura 59. Precipitación del minuto 1 al minuto 10 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles

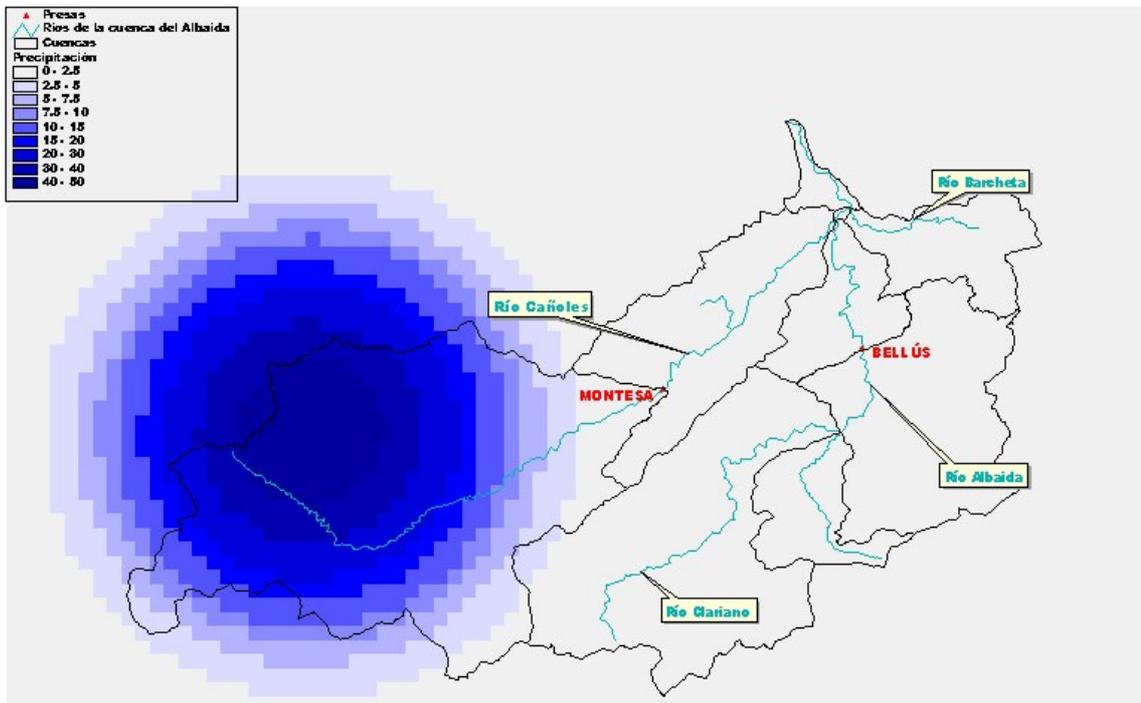


Figura 60. Precipitación del minuto 10 al minuto 20 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles

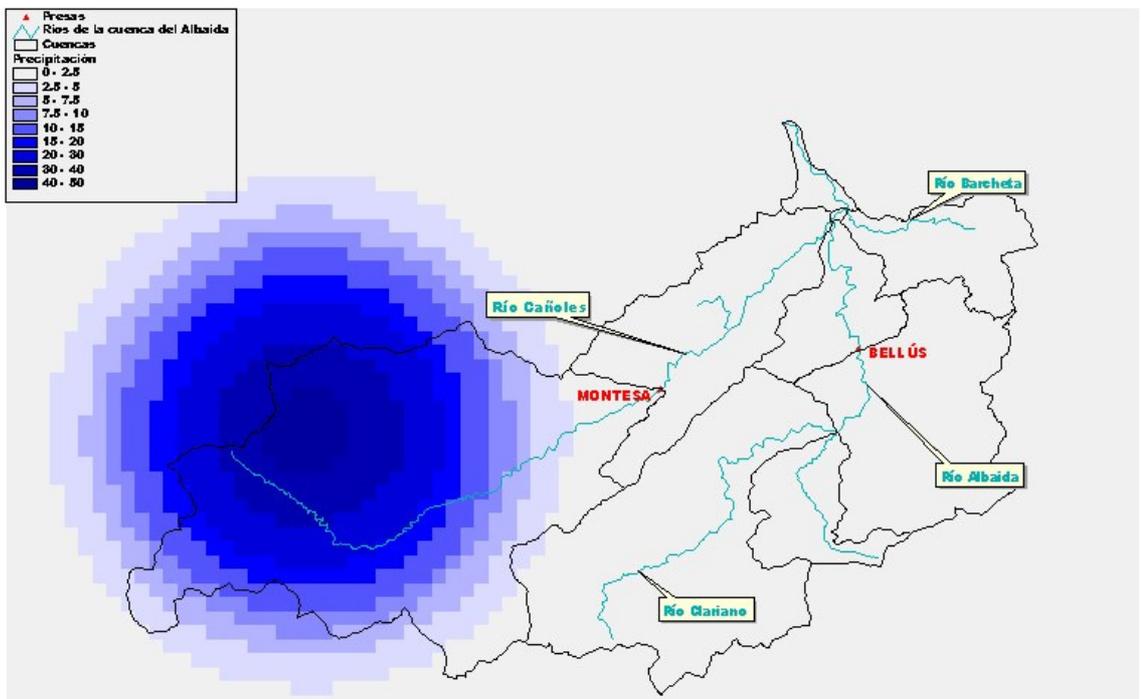


Figura 61. Precipitación del minuto 20 al minuto 30 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles

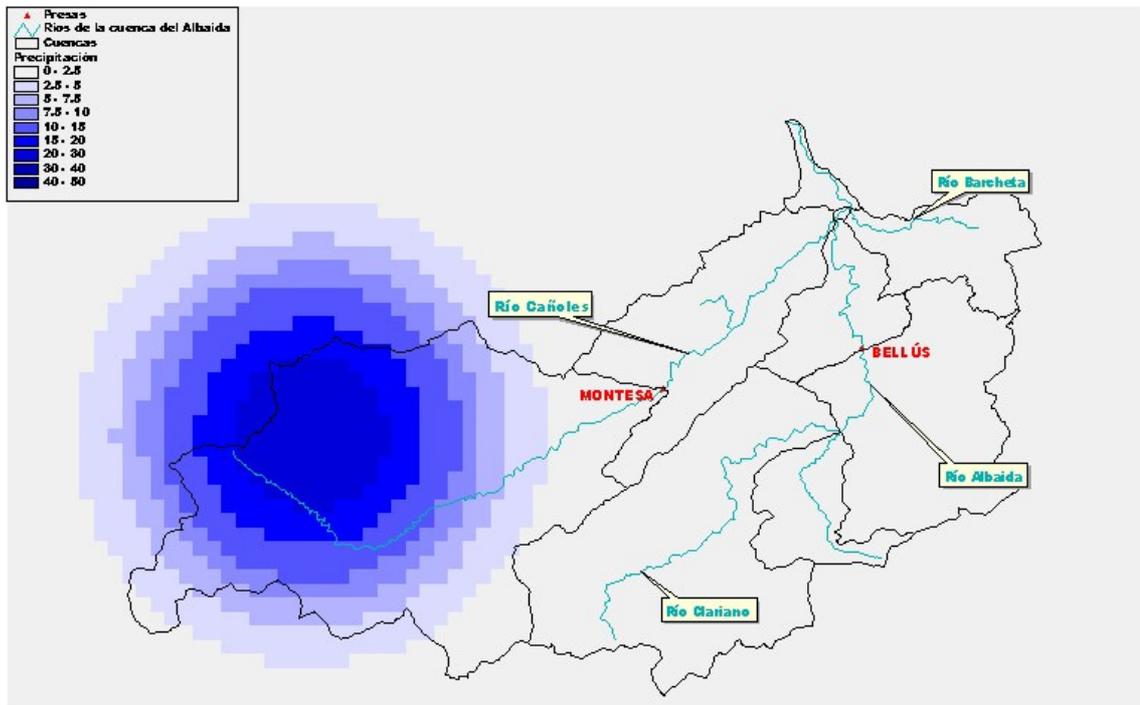


Figura 62. Precipitación del minuto 30 al minuto 40 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles

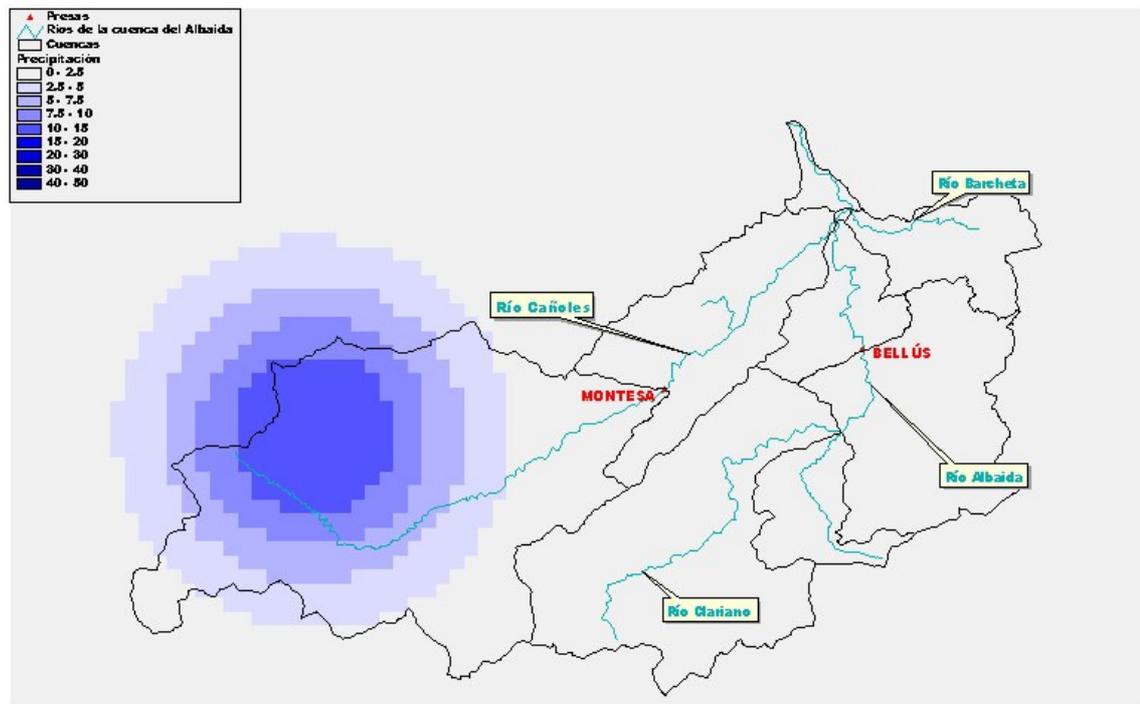


Figura 63. Precipitación del minuto 40 al minuto 50 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles

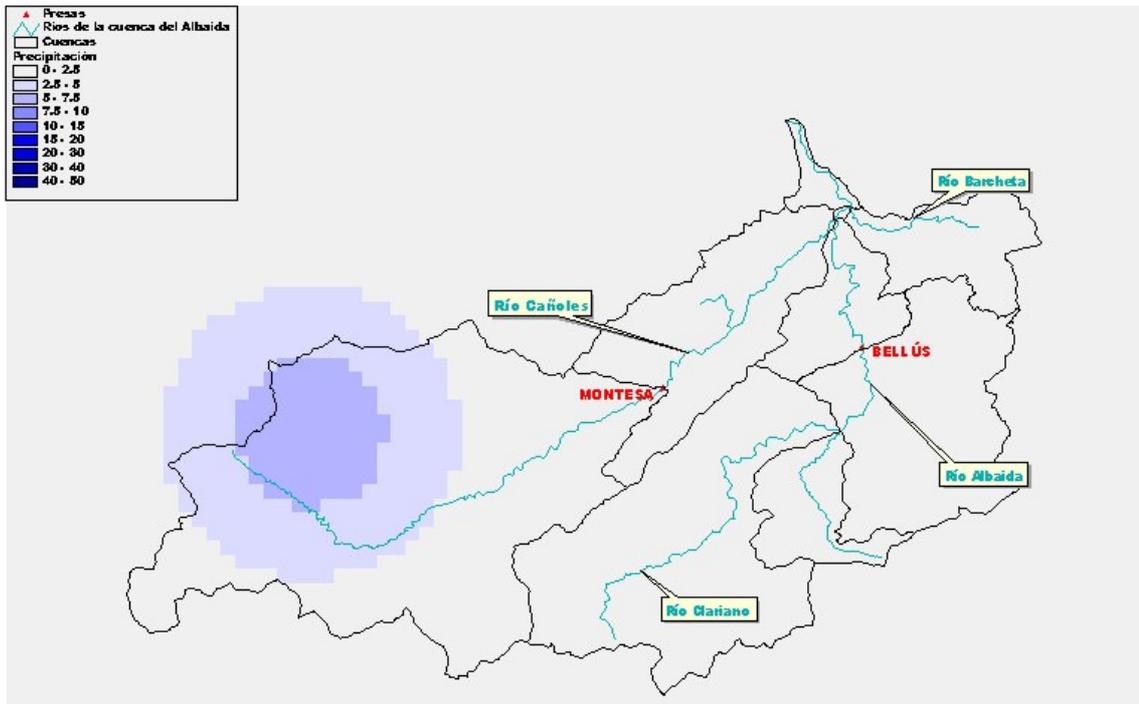


Figura 64. Precipitación del minuto 50 al minuto 60 de un ejemplo de tormenta centrada en la cabecera del Cañoles

En las figuras 65 a 70 se representa la evolución durante una hora, en intervalos de 10 minutos, de un ejemplo del caso contrario al anterior, una tormenta que produce el mismo caudal en la desembocadura del Albaida en el Júcar con y sin la presa de Montesa.

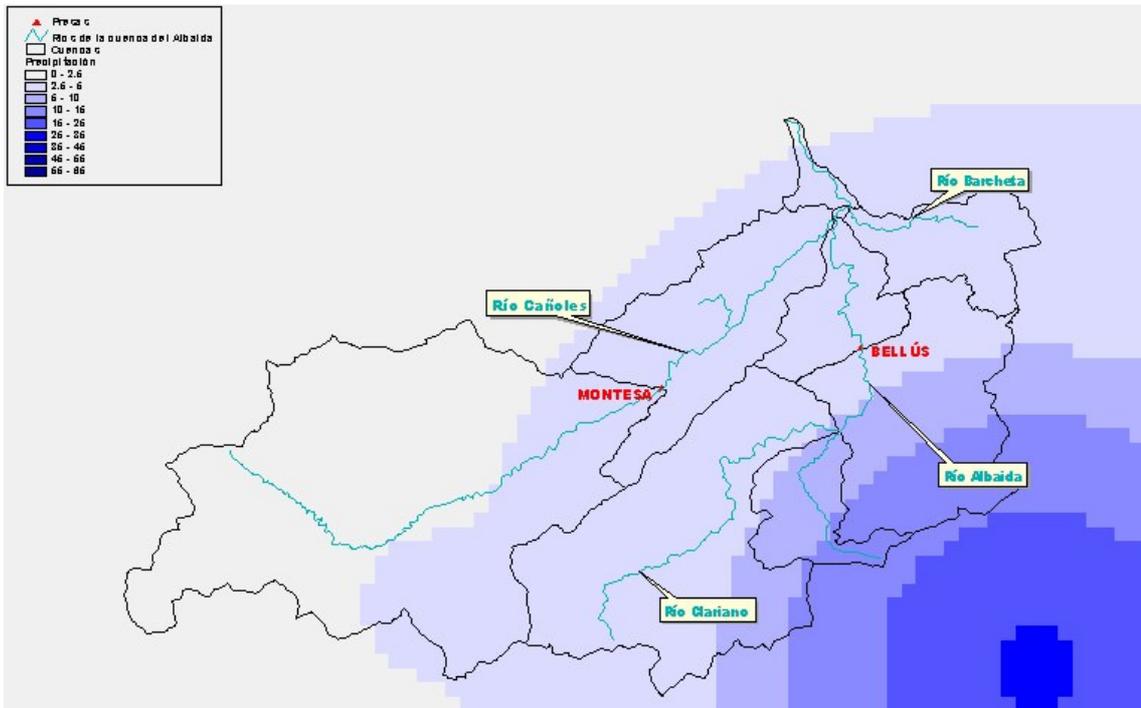


Figura 65. Precipitación del minuto 1 al 10 de la tormenta

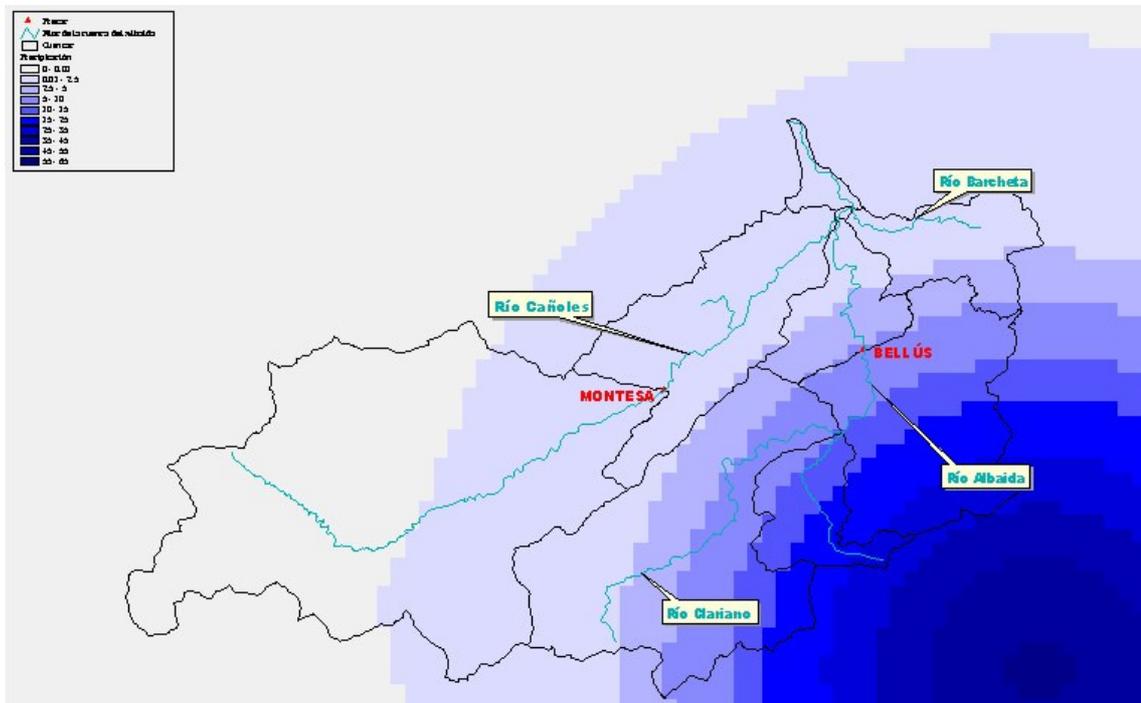


Figura 66. Precipitación del minuto 10 al 20 de la tormenta



CEDEX

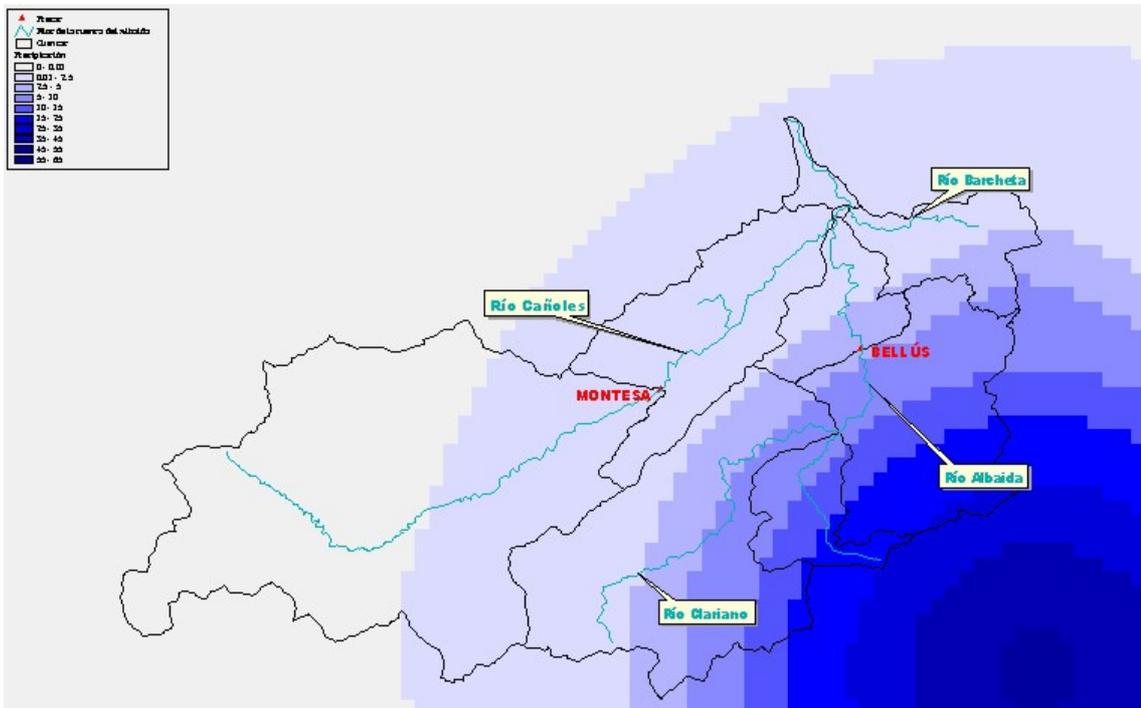


Figura 67. Precipitación del minuto 20 al 30 de la tormenta

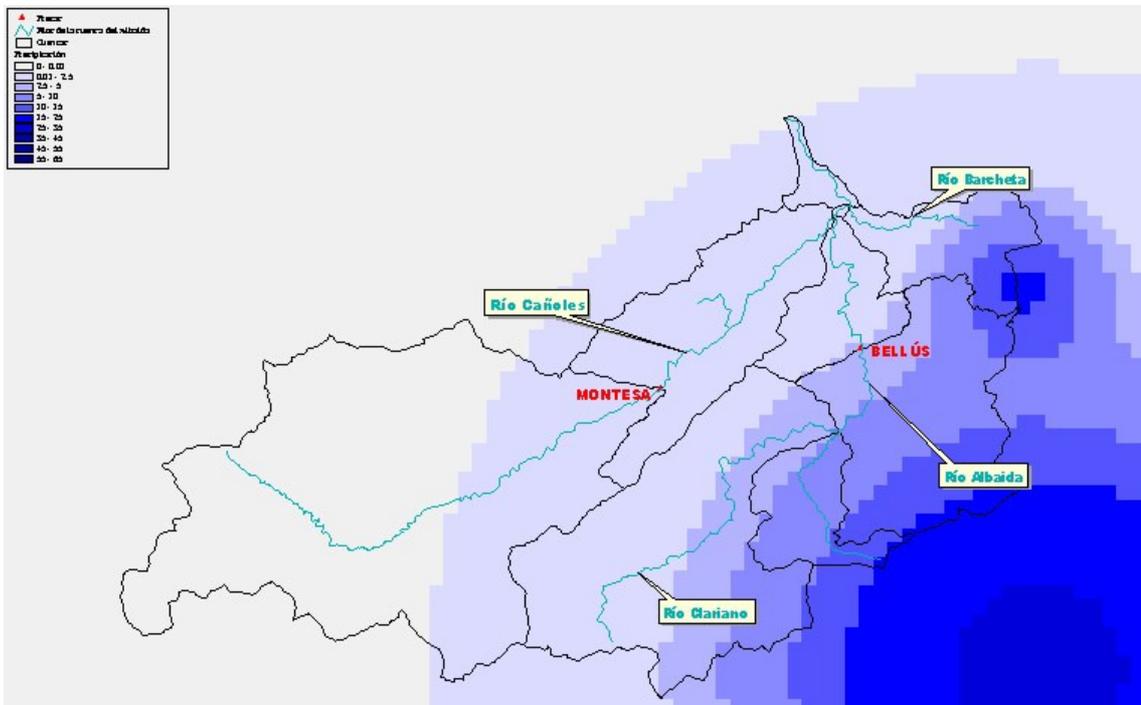


Figura 68. Precipitación del minuto 30 al 40 de la tormenta

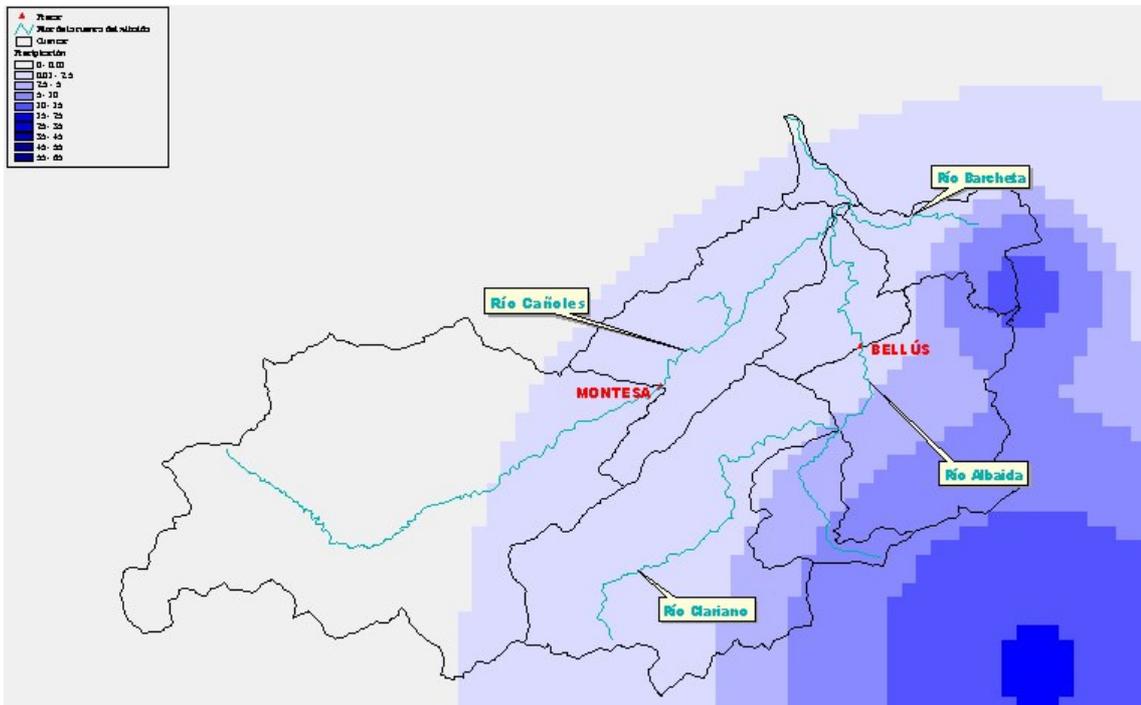


Figura 69. Precipitación del minuto 40 al 50 de la tormenta

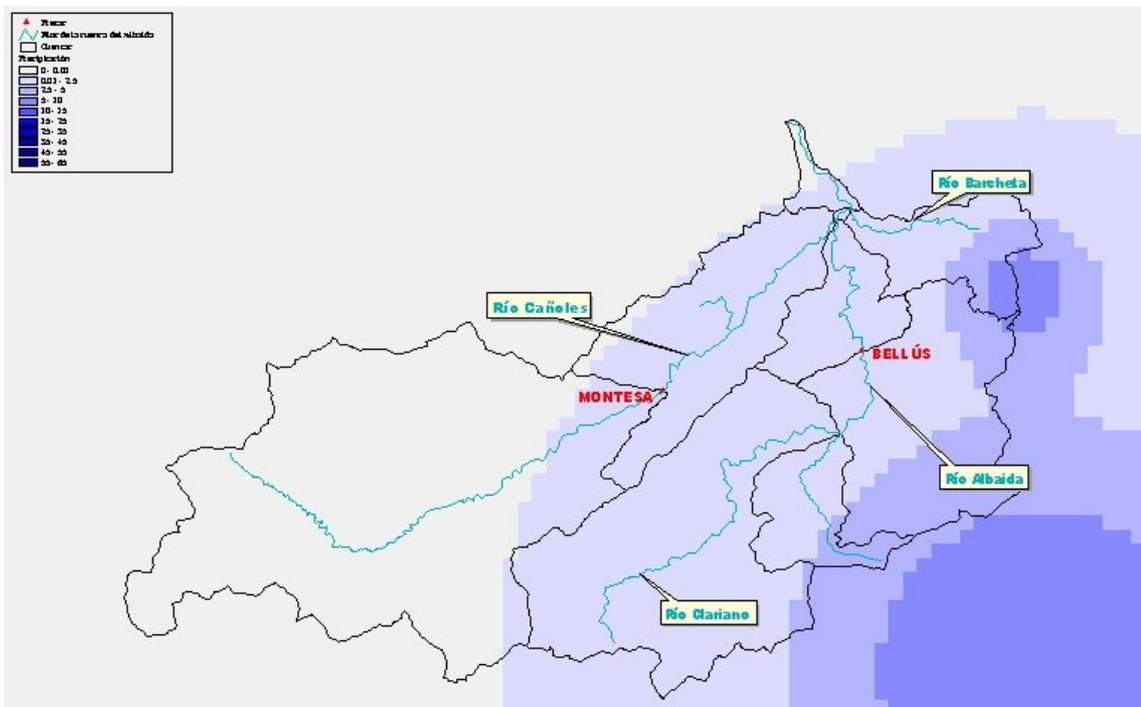


Figura 70. Precipitación del minuto 50 al 60 de la tormenta



Para la determinación de los hidrogramas del Albaida en la situación hipotética de construcción de la presa de Montesa, se ha adoptado una aproximación similar a la que se realizó en estudios anteriores (“Estudio del análisis de distintas actuaciones de defensa frente a las avenidas del Río Júcar: Estudio preliminar de actuaciones de estructurales de defensa” (CEDEX, 2000)). Se ha decidido emplear, para cada periodo de retorno, los hidrogramas correspondientes a la situación actual, sin la presa de Montesa, reduciendo sus caudales en el porcentaje de reducción media del 7% determinado anteriormente.

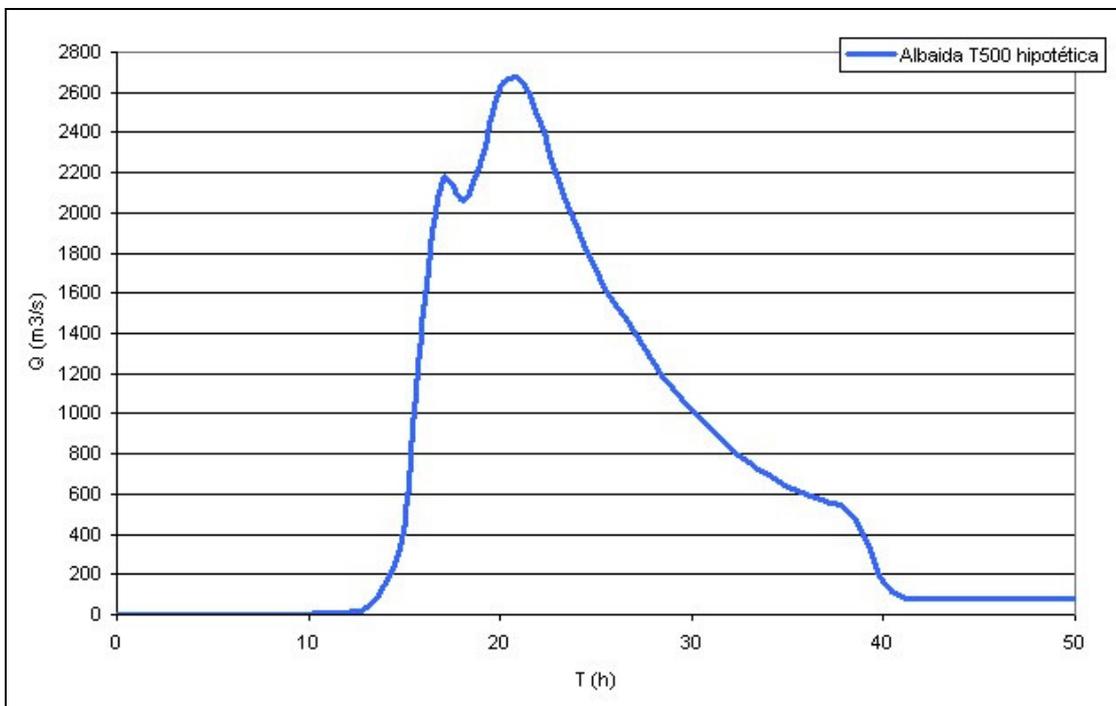


Figura 71. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 500 años

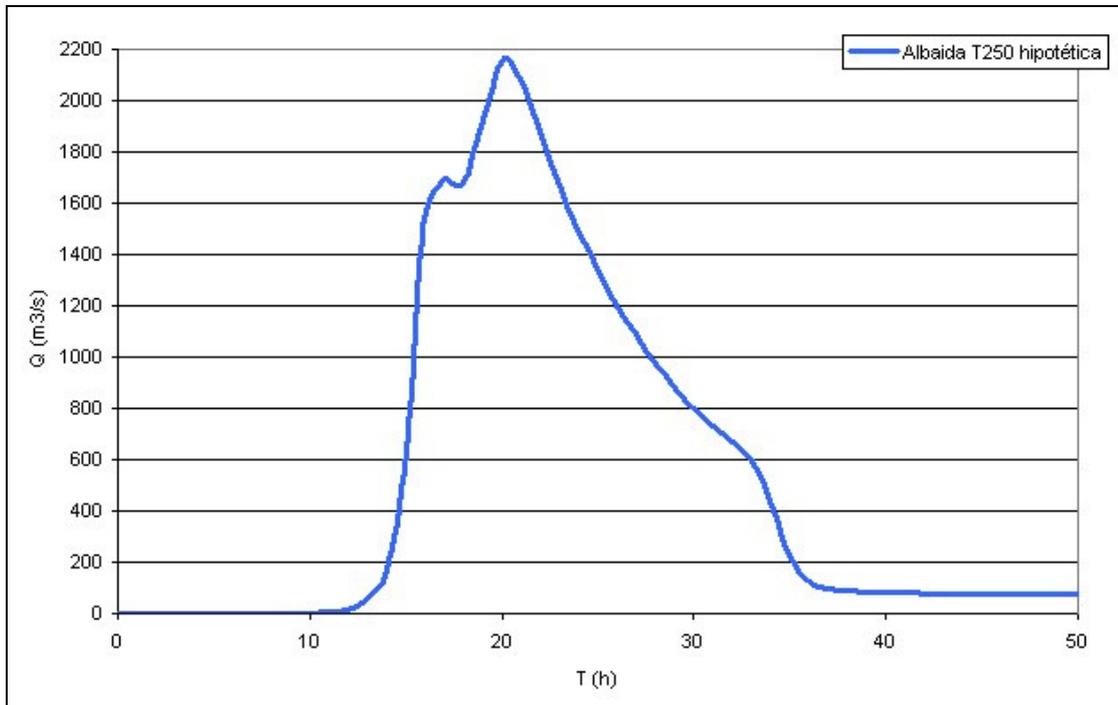


Figura 72. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 250 años

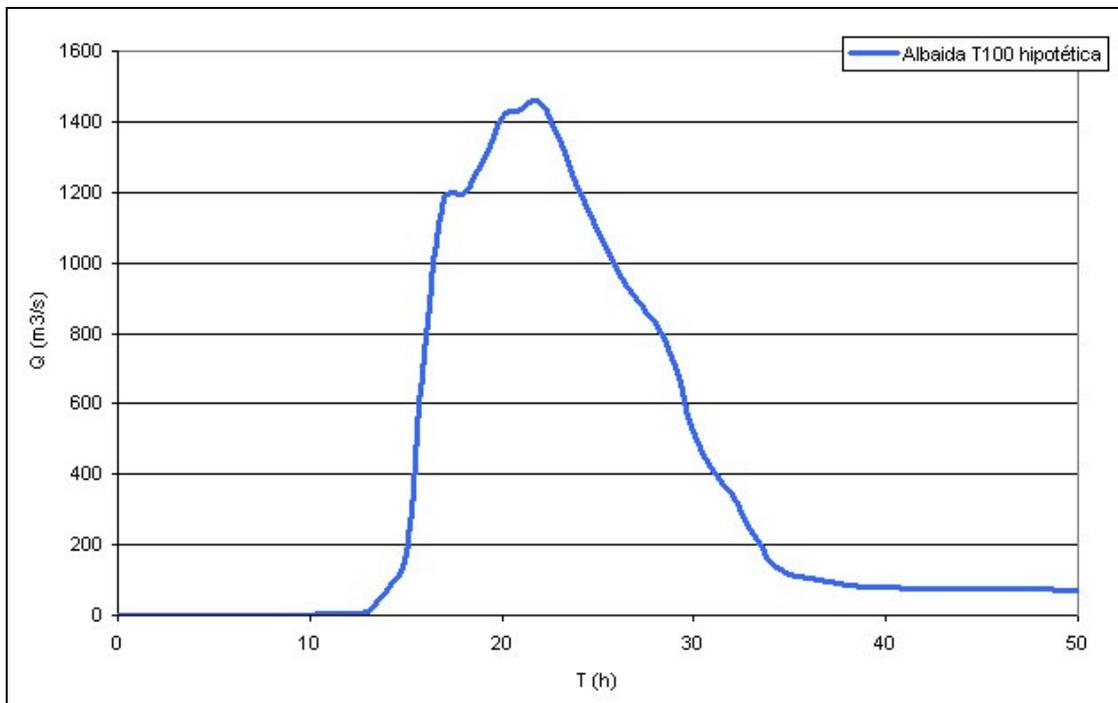


Figura 73. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 100 años

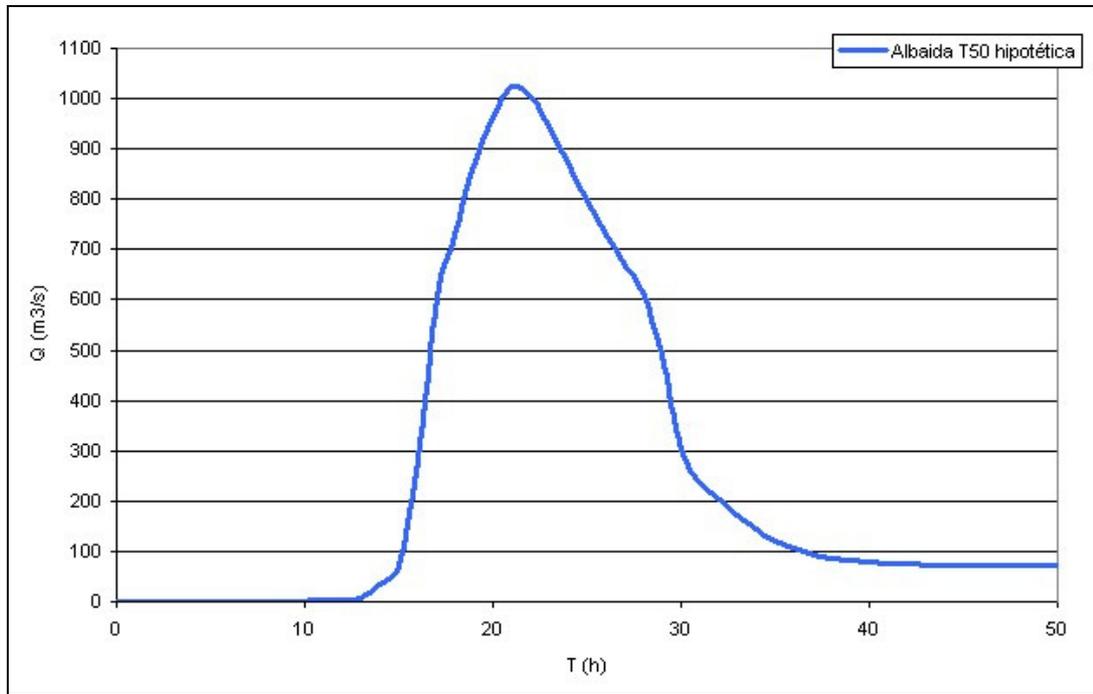


Figura 74. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 50 años

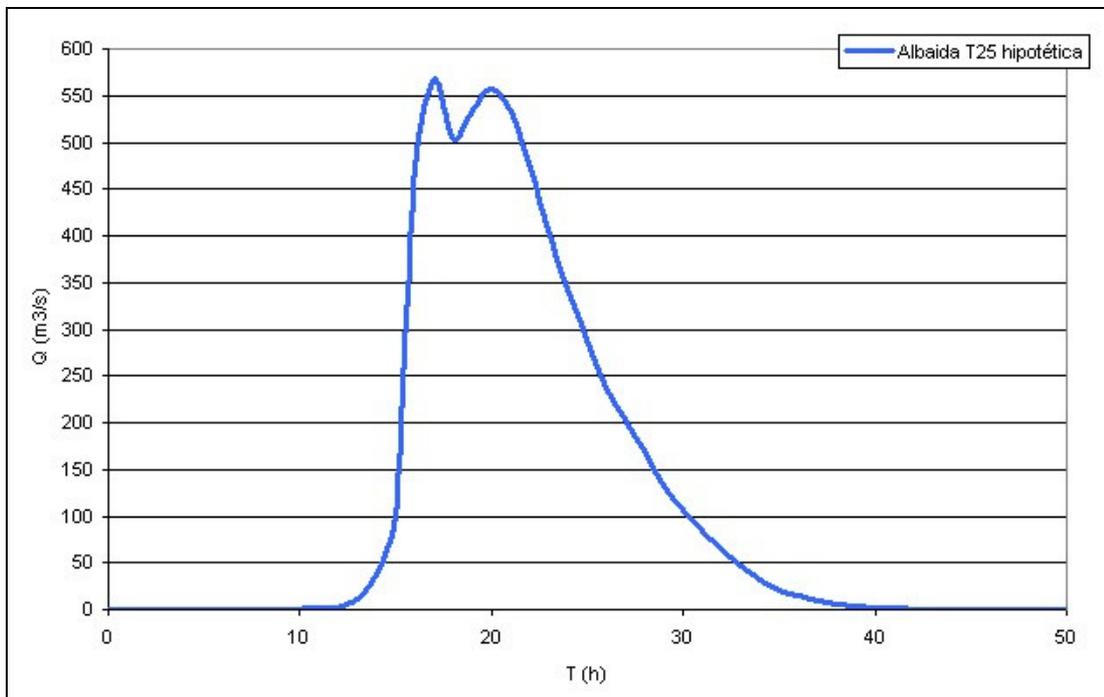


Figura 75. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 25 años

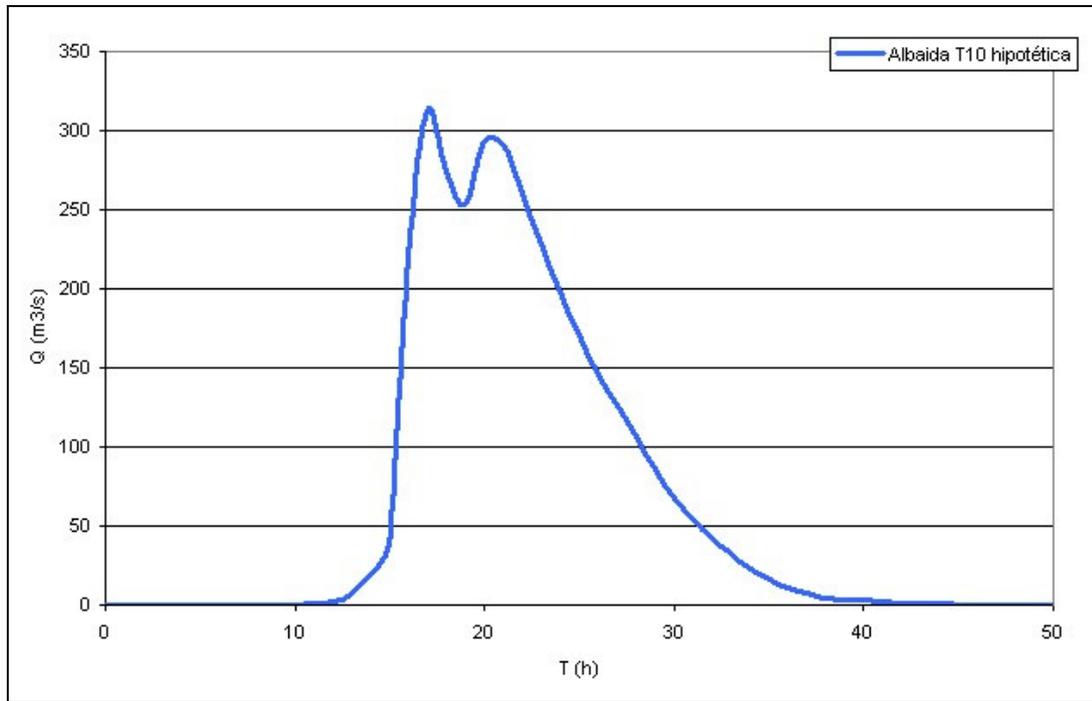


Figura 76. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 10 años

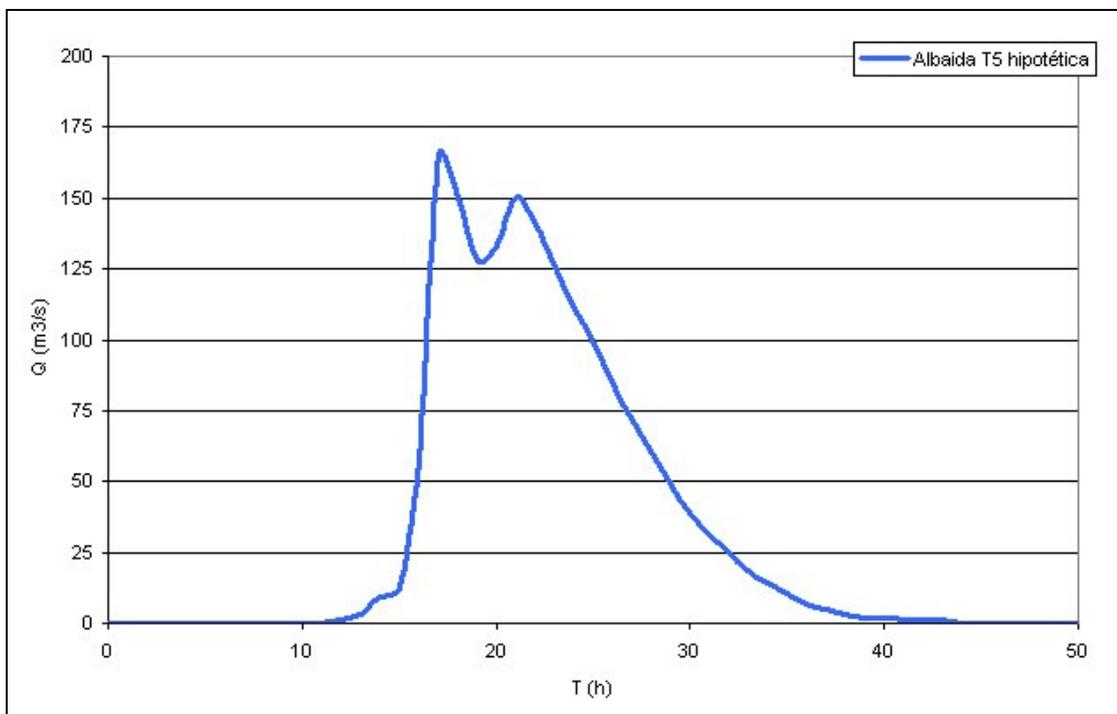


Figura 77. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 5 años

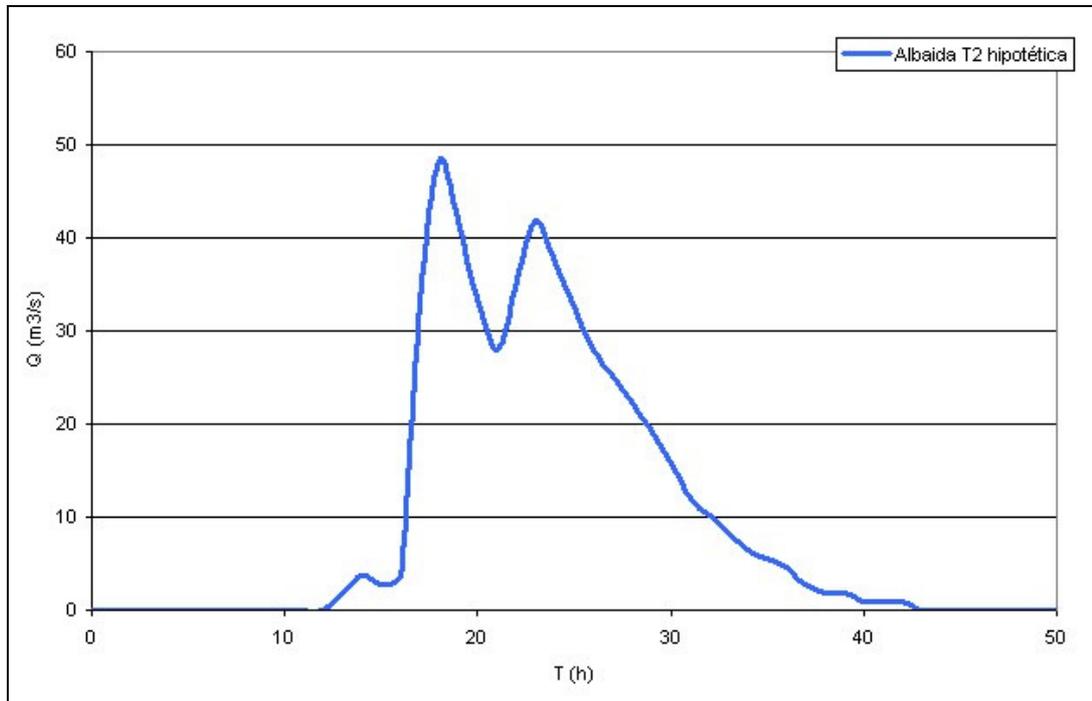


Figura 78. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 2 años

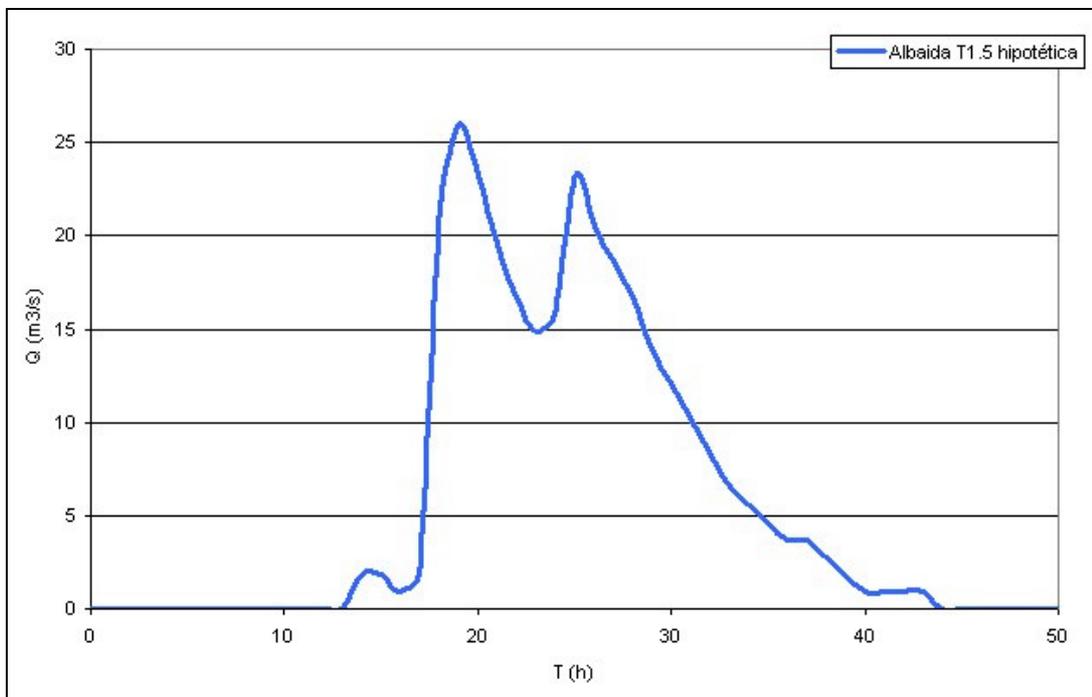


Figura 79. Hidrogramas de entrada del Albaida con la presa de Montesa para un periodo de retorno de 1.5 años

3. ESTUDIO HIDRÁULICO

3.1. INTRODUCCIÓN

Se expone a continuación el estudio hidráulico realizado para la plana de inundación del río Júcar con el objeto de determinar la distribución de caudales en la misma para distintos periodos de retorno, tanto en la situación actual como en la situación hipotética de construcción de las presas de Estubeny, Montesa y Marquesado. El conocimiento de dichos caudales es necesario para determinar los caudales de diseño para los que se dimensionarán las diferentes actuaciones estructurales propuestas por la CHJ en el “Plan Global frente a Inundaciones en la Ribera del Júcar” (CHJ, 2000).

Los caudales introducidos en el modelo hidráulico están definidos por los hidrogramas del Júcar y de varios afluentes en el punto en que entran en la plana. Estos hidrogramas fueron determinados en el estudio hidrológico comentado en el anterior apartado de este informe.

La zona estudiada ha sido la comprendida entre las inmediaciones de la población de Alberique y el mar, y en la cual se abre la llanura de inundación del Júcar. El estudio hidráulico de la llanura de inundación del Júcar presenta una gran complejidad debido a la especial morfología de la misma, en la que las márgenes del Júcar se encuentran elevadas sobre la plana. Esta configuración, denominada de “cauce colgado”, da lugar a que las aguas desbordadas fluyan con independencia de las aguas del cauce por depresiones y cauces extraordinarios, y con una componente transversal al cauce muy importante. Este hecho, unido al gran número de obstáculos existentes en la plana, debido a la presencia de densas redes de acequias y de numerosas vías de comunicación, provoca que el comportamiento hidráulico de la zona tenga un fuerte carácter bidimensional.

También hay que destacar que, debido al gran volumen de agua que se almacena en la plana durante las inundaciones, se producen laminaciones importantes por lo que es necesario realizar su estudio en régimen variable.

Debido a esto, es necesario abordar el estudio hidráulico de la zona mediante un modelo que permita el análisis bidimensional y en régimen variable. Para este trabajo se ha empleado el modelo GISPLANA, desarrollado por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX. Este modelo ha sido ya empleado en varios trabajos realizados en la llanura de inundación del Júcar con motivo de las inundaciones originadas por las avenidas de 1982 y 1987, así como en los estudios realizados para la redacción del “Plan Global frente a Inundaciones en la Ribera del Júcar”.

3.2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.2.1. Características físicas

Las avenidas que podrían en la actualidad provocar inundaciones importantes en la zona de las Riberas del Júcar tienen su origen en las cuencas de los ríos más próximos (con una superficie de unos 4.100 km²), situados aguas abajo de la presa de Tous. Esta presa tiene un efecto laminador tan importante que actualmente los caudales provenientes de aguas



arriba de la misma tienen una importancia secundaria en las inundaciones de las Riberas. A efectos prácticos podría decirse que el río Júcar empieza en Tous y que las avenidas las originan los afluentes situados aguas abajo, Sellent, Albaida y Magro, principalmente.

Aguas abajo de Tous, el río Júcar está constituido por dos tramos bien diferenciados. El primero es el tramo comprendido entre la presa de Tous y las inmediaciones de la población de Alberique. En esta zona, perteneciente a la Ribera Alta, el Júcar discurre encajonado entre las masas de calizas cretácicas hasta las proximidades de Sumacarcel. Comienza aquí a abrirse su valle hasta alcanzar las proximidades de Alberique, lugar donde penetra en la plana valenciana.

En esta zona el Júcar recibe las aguas del río Sellent aguas abajo de la población de Antella, y las del Albaida en las proximidades de Gabarda.

Aguas arriba de Alberique todavía no existe una plana de inundación desarrollada, y aunque existen zonas de desbordamiento junto a los numerosos meandros existentes su función durante las inundaciones es la de mero almacenamiento sin que aparezcan flujos independientes de la corriente del cauce. Debido a esto, el comportamiento hidráulico de este tramo es básicamente unidimensional.

En las inmediaciones de Alberique comienza a abrirse la llanura de inundación, zona en la que se ha centrado el estudio. En este tramo el río Júcar tiene pendiente muy escasa y régimen divagante, de modo que son frecuentes los meandros. El Júcar penetra en la llanura al sur de Alberique y pasa por Benimuslem alcanzando el término municipal de Alcira. Desde aquí sigue el rumbo noreste hasta Albalat de la Ribera donde cambia de dirección y, después de pasar por Poliña del Júcar, Riola y Fortaleny, continúa hasta Cullera en cuyas cercanías desemboca en el Mediterráneo. Es en esta zona donde recibe las aportaciones de los ríos Verde y Magro, el primero se une al Júcar entre las poblaciones de Alcira y Algemesí, haciéndolo el segundo aguas abajo a unos dos kilómetros al levante de Algemesí. El tramo final del río Verde es una cuenca de inundación del río Júcar, por donde circulan las aguas desbordadas de éste durante las crecidas.

El cauce del curso inferior del río Júcar desde la confluencia del río Albaida tiene anchos comprendidos entre 25 y 40 m para niveles normales de agua y de 60 a 80 m entre los bordes superiores de sus márgenes. La altura de su caja está comprendida generalmente entre 8 y 12 m a excepción del tramo primero de unos 2 km después de la confluencia con el río Albaida y el tramo de unos 4 km de desembocadura, que tiene una altura de caja comprendida entre 5 y 7 m (CHJ, 1998). En algunos tramos se ha aumentado artificialmente la capacidad del cauce mediante diques longitudinales (motas), predominando aguas abajo del cruce de la autopista A-7.

La pendiente longitudinal media del río desde la confluencia con el Albaida hasta la desembocadura en el mar es de 0,5 milésimas, aunque puede variar desde 0,1 milésimas en las zonas más próximas a la desembocadura hasta valores de 1 milésima en el tramo inicial.

Como se comentó anteriormente, el río Júcar en este tramo se ha abierto cauce sobre sus propios depósitos siguiendo un curso que ocupa una posición más elevada que la



generalidad de la llanura que le rodea (río colgado). En algunos tramos, las márgenes están elevadas de 1 a 3 m sobre las terrazas de uno y otro lado. Esta configuración, da lugar a que las aguas desbordadas fluyan con independencia de las aguas del cauce por depresiones y cauces extraordinarios, y con una componente transversal al cauce muy importante. Este hecho, unido al gran número de obstáculos existentes en la plana provoca que el comportamiento hidráulico de la zona tenga un fuerte carácter bidimensional.

Los límites de la plana de inundación coinciden, aproximadamente, con la zona inundada durante la avenida de 1982, que se ha representado en la Figura nº 80. Se observa como la anchura de la misma es de unos 2 km a la altura de la confluencia con el Albaida, aumenta hasta unos 7 km en la zona de Carcagente y disminuye posteriormente hasta unos 2 km en las proximidades de Algemés. Este estrechamiento se debe a la presencia del abanico aluvial del río Magro, cuyos depósitos producen un estrechamiento del valle. Esta zona es especialmente conflictiva, pues al estrechamiento comentado se une la presencia de importante infraestructura y la confluencia con los ríos Magro y Verde, este último llevando las aguas desbordadas del Júcar a la altura de Alberique.

Aguas abajo de Algemés hasta Albalat el área de las inundaciones se extiende hacia la Albufera por el norte y hacia Tabernes de Valldigna por el sur, ocupando extensas áreas de arrozales y naranjos. El desagüe de las aguas desbordadas por la margen derecha en la zona de costa comprendida entre Cullera y Tabernes está dificultado por la presencia de un cordón arenoso litoral, lo que provoca que el agua se embalse en los arrozales existentes en esa zona.

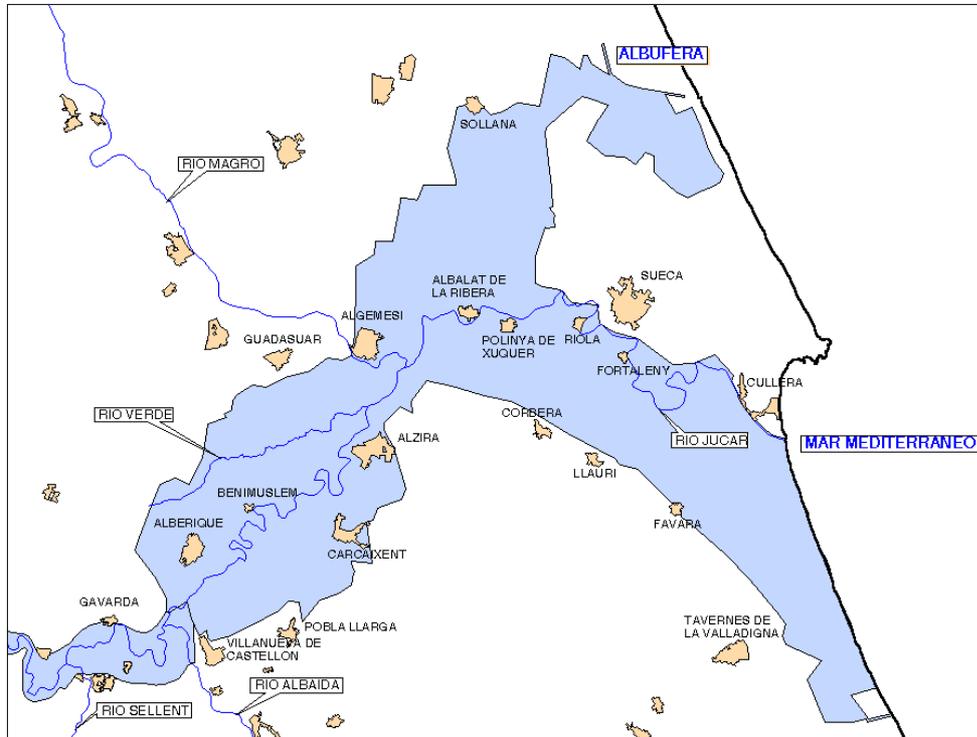


Figura 80. Límites de la zona inundada durante la avenida de 1982

Dentro del área de estudio es importante destacar la Albufera. Esta se extiende tangencialmente a la costa en una longitud de 15 km y recibe parte del volumen de agua en caso de avenidas extraordinarias.

3.2.2. Características socioeconómicas

Las comarcas de las Riberas del Júcar son una zona de gran desarrollo económico motivado principalmente por la benignidad de su clima, la fertilidad de la tierra, y por su proximidad a la costa y a la ciudad de Valencia. Este desarrollo lleva consigo que las intensas y frecuentes avenidas que sufre la zona provoquen mayores daños económicos y tengan una gran repercusión social.

La plana de inundación del Júcar, debido a la fertilidad de sus depósitos aluviales y unido al clima benigno del levante español, ha tenido tradicionalmente un fuerte desarrollo agrícola, lo que conlleva la presencia de un gran número de poblaciones. Los cultivos predominantes tradicionalmente han sido la huerta y el arroz, este último en la zona más próxima a la costa, en la extensa zona inundable existente aguas abajo de la confluencia con el Magro, desde la Albufera hasta Tabernes.

A lo largo de este siglo, los cultivos tradicionales han sido paulatinamente sustituidos por naranjos, permaneciendo el cultivo de huerta únicamente en algunas zonas de las inmediaciones de Alberique y el cultivo del arroz en las proximidades de la Albufera y en

alguna zona aislada entre Poliña y Cullera. Este hecho ha agravado los efectos de las inundaciones debido a que el naranjo es un cultivo de una gran densidad por el que las aguas circulan con mucha dificultad, lo que produce un aumento generalizado de los niveles de inundación. El desarrollo agrícola ha supuesto además la aparición de densas redes de acequias que son también un obstáculo importante para la circulación de las aguas desbordadas.

Unido al desarrollo agrícola, hay que destacar el importante desarrollo industrial y turístico que ha experimentado la zona durante la segunda mitad de este siglo, favorecido por la proximidad a la costa y a la ciudad de Valencia. Como consecuencia de ello se ha producido un aumento importante de población, el desarrollo urbanístico de varios municipios y la construcción de nueva infraestructura viaria, todo lo cual tiende a agravar el problema de las inundaciones.

La población que reside en la llanura de inundación del Júcar y que, por consiguiente, puede verse afectada de una u otra forma por las inundaciones, asciende en la actualidad a unos 200.000 habitantes, lo que representa el 9% de la población de Valencia. Esta población está distribuida en seis municipios con más de 15.000 habitantes (Alcira, Algemesí, Sueca, Cullera, Carcagente y Tabernes), algunos de los cuales figuran entre los más afectados por las inundaciones, y un gran número de otros municipios más pequeños (figura nº 81).

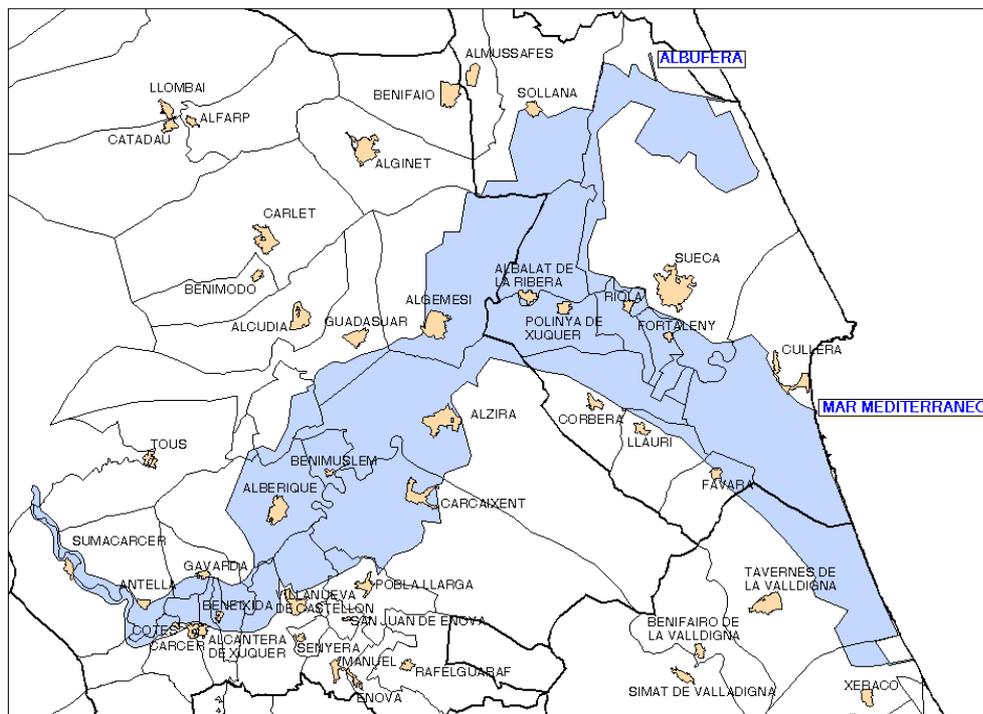


Figura 81. Principales núcleos urbanos y términos municipales en la llanura de inundación del Júcar

3.2.3. Usos del suelo

En la figura nº 82 se muestra un mapa con los distintos usos del suelo de la zona, elaborado a partir de la información suministrada por los mapas 1:50.000 del Servicio Geográfico del Ejército (año 1990).

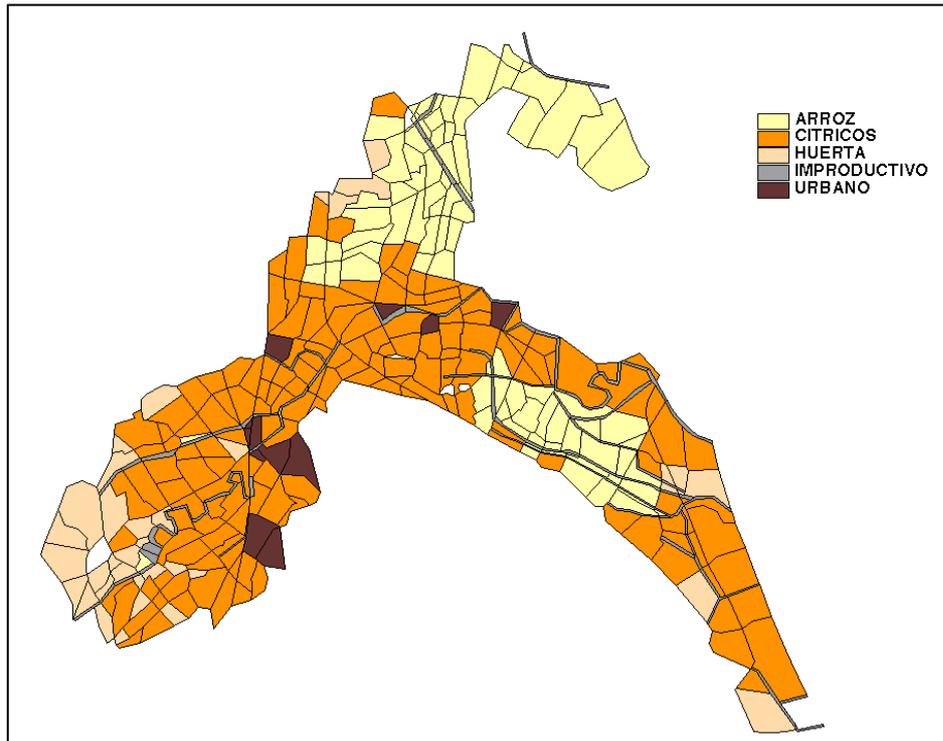


Figura 82. Usos del suelo en la llanura de inundación. Elaborado a partir de los 1:50.000 del Servicio Geográfico del Ejército. Año 1990.

Se observa que el uso mayoritario en la plana es el cultivo, siendo mucho menores las áreas improductivas y urbanas. El cultivo predominante, como ya se comentó, es el naranjo, que ha ido sustituyendo paulatinamente a otros cultivos tradicionales. Le siguen en importancia la huerta y el arroz, predominando la primera en algunas zonas de las inmediaciones de Alberique y el segundo en las áreas más próximas a la costa (fundamentalmente en las zonas cercanas a la Albufera y, en menor medida, en la zona comprendida entre Poliña y Cullera).

3.2.4. Infraestructura

Un factor importante a tener en cuenta a la hora de estudiar el comportamiento hidráulico de una zona es la presencia de infraestructura en la misma, pues en algunos casos, si está construida en terraplén y no está bien diseñado su sistema de drenaje, puede actuar como



una barrera remansando o desviando el flujo natural del agua. El efecto de esta interferencia puede ser positivo o negativo, dependiendo de la importancia social, económica y ambiental de las zonas donde se reduce o aumenta la inundación. De hecho, en algunos casos se proyecta la infraestructura viaria de tal forma que actúe como dique o mota en la protección de determinadas poblaciones.

En la zona de estudio existe un gran número de infraestructura de todo tipo que ha ido surgiendo como consecuencia del desarrollo económico y turístico de la zona, y por ser la plana del Júcar paso obligado de la infraestructura viaria básica que bordea la costa de levante.

En primer lugar, existe abundante infraestructura hidráulica debido a la actividad mayoritariamente agrícola de la zona. Distribuidas por toda la plana aparecen densas redes de acequias que, en algunos casos constituyen un obstáculo importante para la circulación del agua desbordada. Las acequias, debido a su elevado número, han sido tenidas en cuenta en el modelo matemático de una forma global, a través de los coeficientes de rugosidad. Es decir, se ha tenido en cuenta la pérdida de energía que producen en el agua por unidad de longitud. No obstante, algunas acequias importantes han sido modelizadas explícitamente.

Junto a las redes de acequias existen varios azudes de derivación aguas abajo de Tous, tres de ellos dentro del tramo correspondiente a la plana y situados aguas abajo de Albalat (azudes de Sueca, Cullera y La Marquesa).

En cuanto a la red viaria (Figura nº 83), en general cruza sobre el río Júcar y otros cauces fluviales con puentes de vanos suficientemente holgados en comparación con el caudal circulante por ellos. No obstante, la mayor proporción de las aguas de avenidas extraordinarias llegan desbordadas del cauce principal y normalmente han de superar las rasantes de las vías de comunicación para progresar hacia aguas abajo.

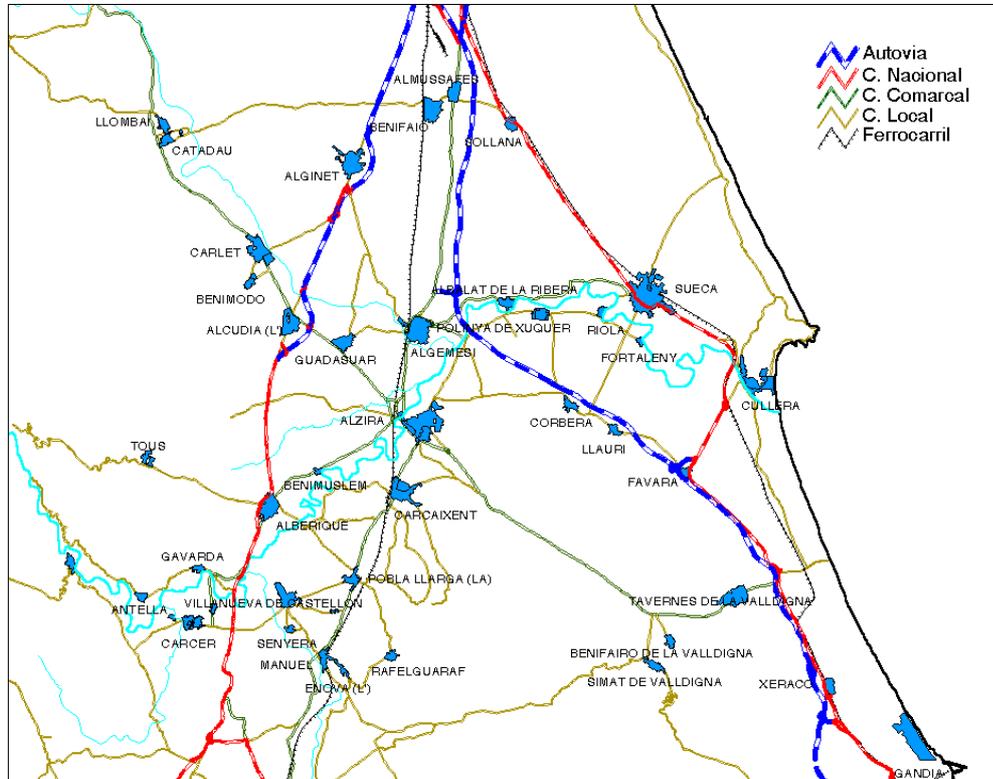


Figura 83. Vías de comunicación en la llanura de inundación. Fuente: mapas 1:50.000 del Servicio Geográfico del Ejército (1990)

Las vías de comunicación construidas con su rasante elevada sobre el terreno sí han sido tenidas en cuenta explícitamente en los cálculos a través de la modelización de sus puentes, obras de drenaje y terraplenes.

Entre la abundante infraestructura viaria existente en la plana destaca en dirección Norte-Sur la autopista del Mediterráneo (A-7) que cruza el Júcar en las proximidades de Algemés junto al estrechamiento natural originado por los depósitos del Magro. Como ya se comentó, dicha zona es especialmente compleja pues al estrechamiento natural se une la confluencia con los ríos Verde y Magro, y el cruce de varias vías de comunicación. También cruza por la zona mencionada en dirección Norte-Sur el ferrocarril Valencia-Almansa, que discurre junto a las poblaciones de Carcagente, Alcira y Algemés.

Otras vías que cruzan en dirección Norte-sur son el ferrocarril Valencia-Gandía y la N-332, que cortan el curso de las aguas desbordadas en dos zonas importantes: en el entorno de Sollana donde se produce el desagüe hacia la Albufera, y entre Cullera y Tabernes donde desaguan al mar las aguas desbordadas por la margen derecha. Esta última zona es especialmente problemática pues el desagüe se ve ya naturalmente muy dificultado por la existencia del cordón arenoso litoral y por la escasísima pendiente que tiene el terreno en esa zona.

También en dirección Norte-Sur y con menor influencia en las inundaciones se encuentra la N-340 que pasa junto a Alberique en el comienzo de la plana.

Con trazado paralelo al cauce destacan la C-3324 que interfiere el desbordamiento de las aguas por la margen izquierda hacia el río Verde y hacia la Albufera, y la C-3320 que discurre por la margen derecha junto a Carcagente y Alcira.

También es importante la carretera Alcira–Sueca que influye en el desbordamiento de las aguas por la margen derecha hacia la zona de Tabernes.

3.3. MODELO GISPLANA

3.3.1. Introducción al modelo GisPlana

Con objeto de simular los niveles de agua y caudales en las inundaciones de 1982 y 1987 en la llanura del Júcar, se utilizó un modelo hidráulico bidimensional en régimen transitorio desarrollado para el CEDEX por J. Cuenca y su equipo de investigación (CEDEX, 1987 y 1988). Este modelo estaba escrito en FORTRAN y tanto los ficheros de entrada de datos como los de salida de resultados que utilizaba eran ficheros ASCII. Esto suponía una dificultad de análisis de los resultados, debido a la complejidad operativa del programa. Dado que el modelo continuaba vigente, ya que se seguía pidiendo asesoramiento al CEDEX a la hora de efectuar nuevas actuaciones en el área, se desarrolló una interfaz gráfica de usuario que incluía su conexión con un Sistema de Información Geográfica (GRASS Geographical Resource Analysis Support System) que realizaba un post-procesado de los resultados, facilitando su consulta. Esto dio lugar al modelo GISPLANA.

Posteriormente, en el año 2001, se procedió a una modernización del programa, adaptándolo al Sistema de Información Geográfica ArcView, mejorando las herramientas disponibles para el post-proceso de los resultados, y añadiendo un módulo para el pre-proceso de la información de partida que permitiera la generación automática de los ficheros de entrada al modelo hidráulico.

Esta última versión es la que ha sido utilizada para el estudio hidráulico de la plana del Júcar que se expone en este informe.

3.3.2. Objetivos y bases teóricas del modelo

3.3.2.1. Objetivos del modelo

Los modelos de flujo en régimen transitorio se utilizan habitualmente cuando el flujo es esencialmente unidimensional. Al llegar a una plana inundable, cuando el cauce es incapaz de contener todo el caudal que le llega, se produce el desbordamiento y el agua se distribuye por la llanura siguiendo, en ocasiones, varias direcciones de flujo. En este caso, los modelos del flujo en régimen variable unidimensionales no pueden simular el fenómeno físico, y la utilización de las ecuaciones de Saint-Venant en dos dimensiones se



hace muy compleja (más cuanto mayor es el número de condiciones de contorno internas existentes: carreteras, ferrocarriles, acequias, etc.) y a efectos prácticos inutilizable.

Sin embargo, la mayor longitud del frente de inundación extendida a lo largo de la llanura de inundación produce una disminución importante en las velocidades de transmisión que facilita cierta simplificación de la formulación al permitir despreciar los términos de inercia.

El objeto del modelo GISPLANA es la simulación hidráulica (niveles y caudales) sobre los cauces y márgenes de inundación existentes en una zona relativamente llana, pudiendo haber cualquier tipo de conexión hidráulica entre las celdas en las que se discretiza la llanura.

Al admitirse cualquier tipo de conexión hidráulica a través de la llanura de inundación y no únicamente en el sentido longitudinal de los cauces, el flujo deja de ser esencialmente unidimensional para convertirse de lleno en un flujo bidimensional.

3.3.2.2. Formulación matemática del modelo

3.3.2.2.1. Discretización

La llanura de inundación se concibe como una agregación de bolsas interconectadas por canales de circulación hidráulica. Esta división de la llanura en bolsas o celdas incluye también los cursos fluviales.

La determinación de las celdas no debe ser arbitraria y debe estar basada, en lo posible, en límites naturales tales como diques, carreteras, líneas de ferrocarril, muros o cualquier otro obstáculo. También debe tenerse en cuenta la dirección de propagación de la crecida. En definitiva, el modelo debe poder representar la realidad física.

Se supone que el estado del sistema está suficientemente descrito si se conoce en cada instante:

- El nivel del agua en la celda (se supone que en toda la celda está al mismo nivel).
- El flujo en los canales de interconexión entre celdas, que es función de los niveles de agua en las celdas interconectadas.

3.3.2.2.2. Ecuaciones

En cada celda el nivel del agua se supone horizontal e igual al nivel del agua en el punto tomado como centro de la misma. Es decir, se sustituye la superficie alabeada del agua por una superficie horizontal. En este caso el volumen de agua almacenado en la celda está relacionado directamente con el nivel en la misma.

La otra hipótesis esencial sobre la que el modelo se basa es que el caudal de conexión entre celdas es función unívoca de los niveles en las mismas, lo cual implica despreciar en términos de inercia ya que se supone que las velocidades son poco importantes.

Admitidas estas hipótesis, el tipo de formulación consiste en un sistema de ecuaciones que establecen la continuidad de flujo en cada celda de la forma que se indica a continuación.

Se denomina:

Q_{ik}^n : Caudal en el ramal o conexión que une la celda k a la celda i en el instante $n \cdot \Delta t$.

Z_i^n : Cota en la celda i en el instante $n \cdot \Delta t$.

$A_i(Z_i)$: Superficie libre de la celda i correspondiente a la cota Z_i .

P_i^n : Intensidad de precipitación neta en la celda i en el instante $n \Delta t$. Es, en realidad, un término de carga o descarga directa de la celda.

La ecuación de continuidad en una celda se puede formular como relación entre tres factores de variación de volumen.

- Variación de volumen por variación ΔZ_i del nivel de la celda entre los instantes $n \cdot \Delta t$ y $(n+1) \cdot \Delta t$.

$$A_i(Z_i) \Delta Z_i$$

- Asumiéndose que la superficie no varía entre los niveles Z_i y $Z_i + \Delta Z_i$.
- Esta variación tiene que ser igual al balance de volúmenes entrantes y salientes entre celdas y el volumen de lluvia neta en dicho periodo $n, n+1$.
- Variación por lluvia: $P_i \Delta t$.
- Variación por flujos:

$$\sum_k \left[\int_{n \cdot \Delta t}^{(n+1) \cdot \Delta t} Q_{i,k} \cdot dt \right]$$

Se entiende que el sumatorio se extiende al conjunto de conexiones que acceden a la celda i .

Quedando, por tanto, la ecuación:

$$A_i(Z_i) \cdot \Delta Z_i = P_i \cdot \Delta t + \sum_k \left(\int_{n \cdot \Delta t}^{(n+1) \cdot \Delta t} Q_{i,k} \cdot dt \right)$$



GEDEX

Promediando las integrales en el paso de tiempo se puede escribir:

$$A_i(Z_i) \cdot \Delta Z_i = P_i \cdot \Delta t + \sum_k Q_{ik} \{Z_i(\tau), Z_k(\tau)\} \cdot \Delta t$$

En donde:

$$n \cdot \Delta t < \tau < (n + 1) \cdot \Delta t$$

Si $Z \rightarrow 0$ y $t \rightarrow 0$ la ecuación anterior se puede escribir en forma diferencial:

$$A_i(Z_i) \cdot \frac{dZ_i}{dt} = P_i + \sum_k Q_{ik} \{Z_i(\tau), Z_k(\tau)\}$$

Resultando así tantas ecuaciones diferenciales de primer orden como celdas tenga el modelo.

La solución al sistema es única una vez fijadas las condiciones iniciales (los niveles de agua) y las condiciones de contorno (hidrogramas de entrada, niveles impuestos, etc.).

3.3.2.2.3. Formulación de las conexiones

El modelo contempla cuatro tipos de conexiones:

- a) De tipo fluvial
- b) De tipo vertedero
- c) Desagüe en carga
- d) Variable, como combinación de las anteriores

a) Conexiones de tipo fluvial:

En este caso la conexión hidráulica se asimila a tramos de canal y la ley de intercambio de caudales considerada es la fórmula de Strickler:

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Siendo:

- Q: Caudal
- K: Coeficiente característico de rugosidad
- A: Sección mojada
- R: Radio hidráulico
- S: Pendiente de la superficie libre de agua

A y R dependen del nivel medio en el tramo. Si las cotas en las celdas interconectadas son Z_i y Z_k el nivel en la conexión será: $Z_{ij} = \alpha Z_i + (1-\alpha) Z_j$, con α prefijado. Para cada ramal, Z_{ij} es la media ponderada de los niveles característicos.

La pendiente vale:

$$S = \frac{Z_j - Z_i}{L}$$

en donde L es la distancia entre centros de las celdas i y j .

El caudal entrante en la celda i procedente de la celda j se puede escribir como:

$$Q_{ij} = \frac{K.A.R^{2/3}}{\sqrt{L}} \sqrt{|Z_j - Z_i|} \cdot \text{signo}(Z_j - Z_i) = \emptyset \cdot \text{signo}(Z_j - Z_i) \sqrt{|Z_j - Z_i|}$$

en donde:

$$\emptyset = \frac{K.A.R^{2/3}}{\sqrt{L}} = \emptyset(Z_{i,j})$$

dependiendo el valor de K de las condiciones locales de topografía y de rugosidad. Su valor se determina anteriormente al modelo matemático. Puede definirse mediante una tabla de valores correspondientes a distintos valores de nivel medio.

En este modelo también se ha previsto una sección tipo prefijada trapezoidal de la que, definiendo el ancho y la cota del fondo y el talud, se obtienen todos los valores necesarios para calcular la sección y el radio hidráulico.

b) Conexiones tipo vertedero



GEDEX

Se supone de un ancho dado b y una cota de umbral ZU_{ij} . El caudal intercambiado viene dado por:

- Vertido libre:

$$Q_{ij} = \emptyset_l \cdot (Z_i - ZU_{ij})^{3/2}$$

- Vertido anegado o sumergido:

$$Q_{ij} = \emptyset_a \cdot (Z_i - ZU_{ij}) \sqrt{Z_j - Z_i}$$

Suponiendo en ambos casos que $Z_j > Z_i$ y \emptyset_l y \emptyset_a son los coeficientes de descarga del vertedero, expresados generalmente como:

$$\emptyset_l = \mu_l \cdot b \cdot \sqrt{2g}$$

$$\emptyset_a = \mu_a \cdot b \cdot \sqrt{2g}$$

Siendo b el ancho, g la gravedad y μ_l y μ_a los coeficientes de vertido. El criterio para distinguir los dos tipos de vertedero es:

si $Z_i - ZU_{ij} < 2/3 (Z_j - ZU_{ij})$, el vertedero es libre

en caso contrario es sumergido

Para que la descarga sea la misma, cuando $Z_i - ZU_{ij} = 2/3 (Z_j - ZU_{ij})$ la relación entre los coeficientes de descarga debe ser $\emptyset_l = 0,39 \emptyset_a$

c) Conexiones tipo desagüe en carga

En este caso las fórmulas utilizadas son (para $Z_i < Z_j$):

- Si $Z_i < ZEJE$, siendo $ZEJE$ la cota del eje de los desagües.

$$Q_{ij} = \sqrt{2g (Z_j - ZEJE)}$$

- Si $Z_i > ZEJE$, entonces

$$Q_{ij} = k \sqrt{2g (Z_j - Z_i)}$$

k es un coeficiente de pérdidas localizadas y distribuidas a través de la conexión por el área de la sección transversal de la misma. Su valor es:

$$k = \frac{S}{\sqrt{k_p}}$$

Siendo S la sección transversal y k_p la suma de los coeficientes de pérdidas en la embocadura, en la desembocadura y a lo largo del desagüe. Q_{ij} , Z_i , Z_j y g tienen el mismo significado que en los apartados precedentes.

d) Conexión variable

El modelo tiene la opción de decidir automáticamente el tipo de conexión a utilizar (fluvial, vertedero o carga) en función de los niveles de agua en las celdas.

3.3.2.2.4. Formulación numérica

Dada la ecuación del apartado 3.2.2.2.:

$$A_i \cdot \Delta Z_i = P_i \cdot \Delta t + \sum_k Q_{i,k} \cdot \Delta t$$

en la que Q_{ik}^n y Q_{ik}^{n+1} siendo n el periodo de tiempo de cálculo, se puede fijar un parámetro θ ($0 < \theta < 1$) que nos defina los valores de Q_{ik} del siguiente modo:

$$Q_{ik} = \theta \cdot Q_{i,k}^{n+1} + (1 - \theta) Q_{i,k}^n$$

Desarrollando el término $Q_{i,k}^{n+1}$ en series de Taylor y despreciando los términos de orden superior, al asumir que las variaciones de nivel son pequeñas en el intervalo considerado, resulta:

$$Q_{i,k}^{n+1} = Q_{i,k}^n + \delta \frac{Q_{i,k}^n}{\delta Z_i} \Delta Z_i + \delta \frac{Q_{i,k}^n}{\delta Z_k} \Delta Z_k$$

Sustituyendo en la primera ecuación:

$$A_i \cdot \Delta Z_i = P_i \cdot \Delta t + \sum_k Q_{i,k}^n \cdot \Delta t + \theta \sum_k \left(\frac{\delta Q_{i,k}^n}{\delta Z_i} \Delta Z_i + \frac{\delta Q_{i,k}^n}{\delta Z_k} \Delta Z_k \right) \Delta t$$

Haciendo $\theta = 1$ para resolver las ecuaciones implícitamente, queda:



$$A_i \frac{\Delta Z_i}{\Delta t} = P_i + \sum_k Q_{i,k}^n + \sum_k \frac{\delta Q_{i,k}^n}{\delta Z_i} \Delta Z_i + \sum_k \frac{\delta Q_{i,k}^n}{\delta Z_k} \Delta Z_k$$

Agrupando términos

$$\left(-\frac{A_i}{\Delta t} + \sum_k \frac{\delta Q_{i,k}^n}{\delta Z_i} \right) \Delta Z_i + \sum_k \frac{\delta Q_{i,k}^n}{\delta Z_k} \Delta Z_k = -P_i - \sum_k Q_{i,k}^n$$

Y en forma simplificada:

$$CM_{ii} \Delta Z_i + \sum_j CM_{ij} \Delta Z_j = T_i$$

Estas ecuaciones, escritas para las n celdas, forman un sistema de ecuaciones lineales para ΔZ_i que se pueden resolver a partir de una situación inicial una vez introducidas las condiciones en el contorno.

3.3.2.2.5. Condiciones en los límites

Las condiciones pueden ser de tres tipos:

- Nivel en función del tiempo.
- Carga o descarga en función del tiempo.
- Carga o descarga en función del nivel.

a) Nivel en función del tiempo $\{Z_i = Z_i(t)\}$

Dada la ecuación:

$$CM_{ii} \Delta Z_i + \sum_j CM_{ij} \Delta Z_j = T_i$$

Hay que imponer que ΔZ_i sea igual a la diferencia $\Delta Z_i = Z_i(t+\Delta t) - Z_i(t)$, para lo cual es suficiente con hacer:

$$CM_{ii} = 1; CM_{ij} = 0, i \neq j; T_i = \Delta Z.$$

b) Carga o descarga en función del tiempo $\{Q_i = Q_i(t)\}$

Simplemente se añade al término independiente T_i , el caudal correspondiente al instante considerado.

c) Carga o descarga en función del nivel $\{Q = Q(Z_i)\}$

En este caso, al término independiente se le añade el caudal correspondiente al nivel existente en el instante estudiado y al término CM_{ij} la derivada de la función $Q(Z_i)$ considerada.

3.3.2.2.6. Términos de la matriz de coeficientes

Los términos CM_{ij} de las ecuaciones son las derivadas de los caudales de las conexiones respecto a los niveles de las celdas que une.

$$CM_{ij} = \sum_j \frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_j} \Delta Z_j$$

Seguidamente se señalan las expresiones resultantes para cada tipo de conexión.

a) Conexiones tipo cauce

En este caso la ecuación de partida es:

$$Q_{ij} = \emptyset_{ij} \sqrt{|Z_j - Z_i|} \cdot \text{signo}(Z_j - Z_i)$$

Por lo que las derivadas respecto de Z_i y de Z_j son:

$$\frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_i} = -\text{signo}(Z_j - Z_i) \frac{\emptyset_{ij}}{2\sqrt{|Z_j - Z_i|}} + \text{signo}(Z_j - Z_i) \sqrt{|Z_j - Z_i|} \frac{\delta \emptyset_{ij}}{\delta Z_i}$$

$$\frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_j} = -\text{signo}(Z_j - Z_i) \frac{\emptyset_{ij}}{2\sqrt{|Z_j - Z_i|}} + \text{signo}(Z_j - Z_i) \sqrt{|Z_j - Z_i|} \frac{\delta \emptyset_{ij}}{\delta Z_j}$$

b) Conexiones tipo vertedero

Hay que distinguir si el vertedero es libre o anegado:

- Si el vertedero es libre

$$Z_j > Z_i \quad Q_{ij} = \emptyset_1 (Z_j - Z_{U_{ij}})^{3/2}$$

$$Z_i > Z_j \quad Q_{ij} = \emptyset_1 (Z_i - Z_{U_{ij}})^{3/2}$$

Por tanto:



$$Z_j > Z_i \frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_i} = 0$$

$$\frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_j} = 3/2 \varnothing_e \cdot (Z_j - ZU_{ij})^{3/2}$$

$$Z_i > Z_j \frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_j} = 0$$

$$\frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_i} = 3/2 \varnothing_l (Z_j - ZU_{ij})^{3/2}$$

- Si el vertedero es sumergido:

- Si $Z_j > Z_i$ $Q_{ij} = \varnothing_a (Z_i - ZU_{ij}) (Z_j - Z_i)^{1/2}$

Y las derivadas:

$$\frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_i} = \varnothing_a \left\{ (Z_j - Z_i)^{1/2} - \frac{(Z_i - ZU_{ij})}{2} \cdot (Z_j - Z_i)^{-1/2} \right\}$$

$$\frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_j} = 1/2 \varnothing_a (Z_i - ZU_{ij}) (Z_j - Z_i)^{-1/2}$$

$$Q_{ij} = \varnothing_a (Z_j - ZU_{ij}) (Z_i - Z_j)^{1/2}$$

Derivando:

$$\frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_i} = -1/2 \varnothing_a (Z_j - ZU_{ij})^{-1/2}$$

$$\frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_j} = \varnothing_a \left\{ (Z_i - Z_j)^{1/2} - 1/2 (Z_j - Z_i)^{-1/2} (Z_j - ZU_{ij}) \right\}$$

c) Conexiones tipo desagüe en carga

En este tipo de conexión se distinguen cuatro casos:

- Si $Z_i < ZEJE < Z_j$

$$Q_{ij} = k \sqrt{2g(Z_j - Z_i)}$$
$$\frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_i} = \frac{-k.g}{\sqrt{2g(Z_j - Z_i)}}; \quad \frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_j} = \frac{k.g}{\sqrt{2g(Z_j - Z_i)}}$$

- Si $Z_j < ZEJE < Z_i$

$$Q_{ij} = -k \sqrt{2g(Z_i - ZEJE)}$$
$$\frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_i} = \frac{-k.g}{\sqrt{2g(Z_i - ZEJE)}}; \quad \frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_j} = 0$$

- Si $ZEJE < Z_j < Z_i$

$$Q_{ij} = -k \sqrt{2g(Z_i - Z_j)}$$
$$\frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_i} = \frac{-k.g}{\sqrt{2g(Z_i - Z_j)}}; \quad \frac{\delta Q_{ij}}{\delta Z_j} = \frac{-k.g}{\sqrt{2g(Z_i - Z_j)}}$$



3.3.2.3.Método de resolución

El método de resolución que se ha utilizado es el de Gauss-Seydel con sobrerrelajación. En esencia, el método consiste, dadas las ecuaciones a resolver en forma matricial, en descomponer el primer término en dos matrices, una conteniendo los términos de la diagonal principal ([DP]) y la otra a los restantes elementos ([TC]), con lo que quedaría:

$$[CM] \{\Delta Z\} = \{TI\}$$

$$[DP] \{\Delta Z\} = -[TC] \{\Delta Z\} + \{TI\}$$

Se resuelve de forma iterativa, de modo que el vector $\{\Delta Z\}$ del primer miembro contiene las incógnitas y el segundo contiene los términos $\{\Delta Z\}$ últimamente calculados, de forma que en la iteración m+1 el valor de Z_i es:

$$\Delta Z_i^{m+1} = -\sum_{j=1}^{i-1} \frac{CM_{ij}}{CM_{ii}} \Delta Z_j^{m+1} - \sum_{j=i+1}^n \frac{CM_{ij}}{CM_{ii}} \Delta Z_j^m + \frac{TI_{ii}}{CM_{ii}}$$

Esta fórmula se aplica sucesivamente a todas las celdas e iterando hasta que al final de una iteración la diferencia

$$CM_{ii} Z_i + \sum_j CM_{ij} \Delta Z_j - T_i$$

sea en valor absoluto menor que una cantidad determinada.

Para aumentar la convergencia se utiliza un parámetro de relajación ω tal que:

$$\Delta Z_i^{m+1} = (1 - \omega)\Delta Z_i^m + \omega \Delta Z_i^{m+1}$$

Siendo:

ΔZ_i^m : Valor calculado al final de la iteración m.

ΔZ_i^{m+1} : Valor estimado al final de la iteración m+1

ΔZ_i^{m+1} : Valor calculado

Además, a la celda de residuo máximo se aplica la corrección de Southwell: $\Delta Z_i = \Delta Z_i R/CM_{ii}$, donde R es el residuo máximo o la diferencia calculada al final de cada iteración.

3.3.3. Estructura del modelo

El modelo GISPLANA está dividido en dos grandes partes: la primera que es la correspondiente al desarrollo del modelo hidráulico matemático, y la segunda al despliegue y análisis de los datos mediante un Sistema de Información Geográfica.

El núcleo hidráulico del modelo GISPLANA está programado en lenguaje FORTRAN-IV, compatible con FORTRAN-77, y se ha estructurado de la siguiente manera:

- 1) Lectura de datos generales, intervalos de tiempo, datos de las celdas y conexiones, leyes de lluvia y estado inicial.
- 2) Impresión opcional de los datos de entrada (subrutina DALST).
- 3) Preparación de parámetros.
- 4) Ciclo de simulación.
 - 4.1.- Cálculo del intervalo de tiempo
 - 4.2.- Cálculo de la matriz de coeficientes del sistema (subrutina COFSIS).
 - 4.3.- Resolución del sistema (subrutina RESOLI)
 - 4.4.- Cálculo de los nuevos niveles en todas las celdas
 - 4.5.- Cálculo de caudales y de la nueva matriz de coeficientes (subrutina COFSYN)
 - 4.6.- Cálculo de la diferencia de niveles en el intervalo de tiempo considerado
 - 4.7.- Cálculo del incremento porcentual en los términos de la matriz de coeficientes
 - 4.8.- Si la diferencia es menor que DIZ, en el primer caso, o menor que COFCO, en el segundo caso, se pasa al apartado siguiente. En caso contrario se calcula una nueva matriz de coeficientes intermedios entre las dos últimas calculadas y se sigue a partir de 4.3.
 - 4.9.- Dependiendo del tiempo de simulación o se empieza un ciclo de simulación o se imprimen los resultados correspondientes a dicho instante.



GEDEX

5) Escritura del fichero de salida de resultados (evolución en el tiempo de niveles y caudales en celdas) y archivo del estado final.

La conexión de este modelo con un SIG permite la generación automática de los ficheros de entrada y el post-proceso de los ficheros de resultados para facilitar su consulta.

3.4. MODELIZACIÓN HIDRÁULICA

3.4.1. Descripción del modelo existente de la plana

El análisis de inundabilidad de un territorio debe apoyarse en una cartografía actualizada que se adecue a sus objetivos. Por esta razón se elaboró una cartografía a escala 1:2.000 (actualizada al año 2000) de toda la llanura inundable del río Júcar aguas abajo de la presa de Tous, a partir de un vuelo fotogramétrico a escala 1:8.000.

El modelo de la plana existente hasta esa fecha empleaba información actualizada al año 1997. Durante el año 2001 se realizó un nuevo modelo conceptual hidráulico de la llanura de inundación del Júcar acorde con la nueva cartografía existente. Este modelo discretiza el territorio en 2.202 celdas y establece 6.663 conexiones hidráulicas de tipo cauce, vertido y carga, lo que supone un notable avance sobre el antiguo modelo, que empleaba 402 celdas y 959 conexiones, y por tanto permite simular con mayor precisión y detalle las inundaciones en la plana.

El modelo consiste en la discretización en celdas de la zona de estudio y su conexión mediante conexiones hidráulicas. Las celdas no se han definido de un modo arbitrario sino que se han basado en los límites naturales y artificiales existentes en la plana (carreteras, ferrocarriles, motas, ...) y en la dirección de la propagación de la crecida. Se ha tratado, por tanto, de simular el flujo característico de la zona con el fin de conocer en cada instante el nivel en cada una de las secciones y de las celdas, y el caudal circulante por las conexiones existentes entre ellas.

Para facilitar la obtención de resultados se han definido una serie de agrupaciones de celdas (grupos) y de conexiones (fronteras) que permiten conocer directamente los volúmenes almacenados en diversas zonas de la plana y el caudal total que circula en un instante determinado a través de determinadas secciones de la misma, respectivamente (figuras nº 84 y 85).

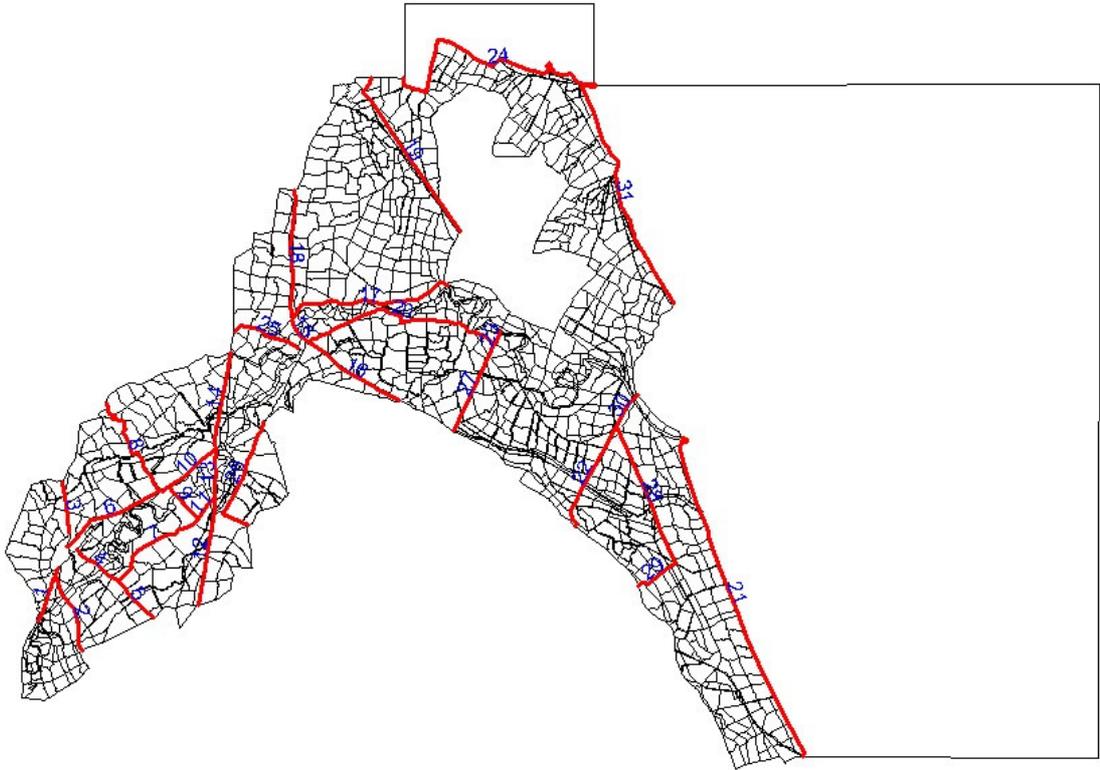


Figura 84. Fronteras definidas en el modelo hidráulico

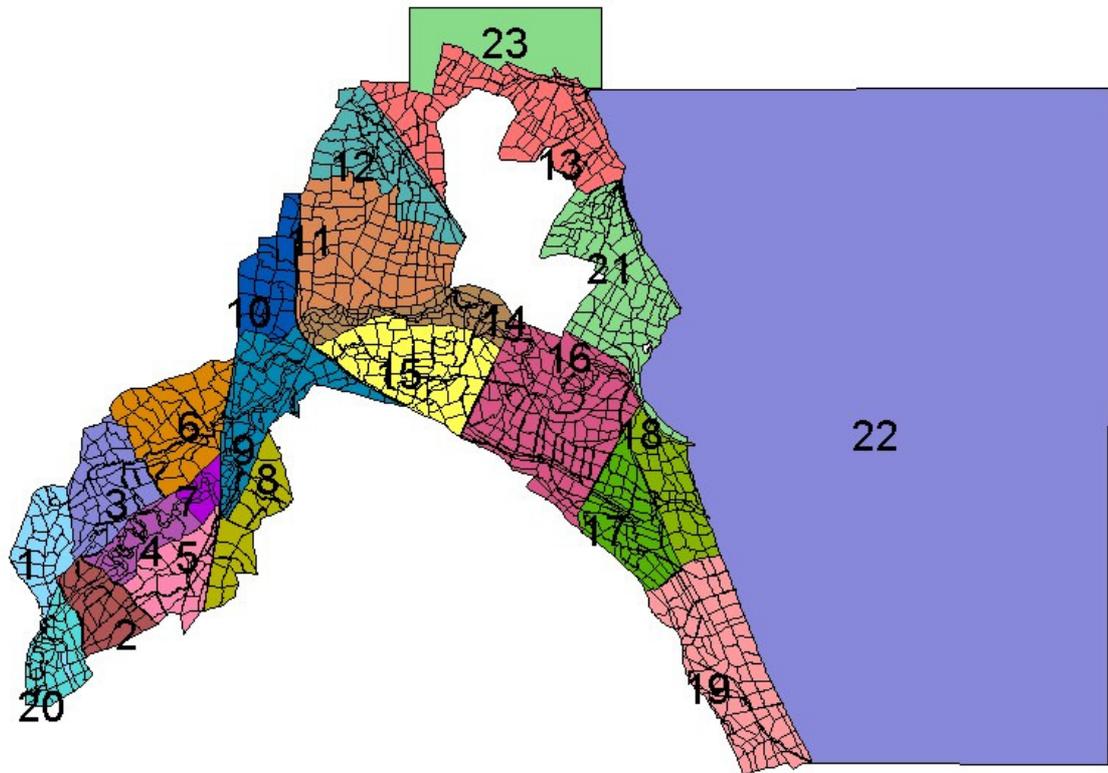


Figura 85. Agrupaciones definidas en el modelo hidráulico

Los coeficientes empleados en las ecuaciones matemáticas que definen las conexiones fueron calibrados con las avenidas de octubre de 1982, de Noviembre de 1987, y con las avenidas ocurridas más recientemente en 1996, 1997 y 2000. Dichos parámetros son los siguientes:

- Coeficiente relativo a la rugosidad que interviene en las conexiones tipo cauce y cuyo valor en este modelo es el inverso del número de Manning (coeficiente de Strickler). Toma los siguientes valores:
 - Cauces de ríos sin revestir: 28,57
 - Cauces de ríos revestidos: 40
 - Zonas de naranjos: 20
 - Zonas de arrozales: 40
 - Zonas de huerta: 28,57
 - Zonas urbanizadas: 6,67

- Coeficientes de descarga del vertedero (coeficientes μ_l y μ_a del apartado 3.2.2.3), que no tienen por qué ser siempre asimilables a un vertedero en pared gruesa o delgada porque lo que intentan simular es una pérdida de carga compleja entre dos parcelas. Toman los siguientes valores:
 - Vertido libre: oscila entre 0,34 para el vertido sobre ferrocarriles, carreteras y autopistas, y 0,22 para las riberas de los ríos y para elevaciones naturales de la plana.
 - Vertido anegado: varía entre 0,87 y 0,58.

- Coeficientes de pérdidas en las conexiones tipo desagüe en carga (puentes y obras de drenaje funcionando en carga):
 - Las pérdidas en las embocaduras se suponen iguales a $0,5 \cdot v^2/2g$.
 - Las pérdidas en las desembocaduras se suponen iguales a $1,0 \cdot v^2/2g$.

Las pérdidas a lo largo de las conexiones se han despreciado cuando la longitud de las mismas era pequeña y el diámetro, en las importantes, bastante grande con lo que las pérdidas por fricción son de pequeña magnitud.

En cuanto a las condiciones de contorno consideradas en el modelo son de dos tipos. En primer lugar, en las celdas en las que entran en la plana los distintos ríos y barrancos se ha considerado una condición de contorno del tipo caudal-tiempo que viene dada por el hidrograma que vierte en la plana cada uno de ellos. El cálculo de estos hidrogramas fue expuesto en anteriores apartados de este informe.

Por otra parte, en las celdas 5000 y 5001 que representan el mar Mediterráneo y La Albufera respectivamente, se ha considerado una condición de contorno nivel-tiempo que viene dada por la cota de las aguas en la Albufera y en el Mediterráneo. Dichos niveles se han supuesto constantes e iguales a 0,6 m para el nivel del mar y 0,8 m para el de la Albufera. De esta forma se ha introducido algún error ya que, en realidad, los niveles variarán ligeramente durante las avenidas aunque, dado que las mareas en el Mediterráneo son prácticamente inexistentes y considerando la gran superficie por la que se extiende el agua en la salida, es de esperar que la variación temporal sea muy pequeña.



CEDEX

3.4.2. Hidrogramas de diseño

En la simulación hidráulica se ha considerado el hidrograma del Júcar (unos 5 km aguas abajo de la confluencia con el Sellent y en el entorno de las poblaciones de Gabarda y Benegida), y los de los afluentes del Júcar situados aguas abajo de ese punto: río Albaida, río Verde y Magro, y Bcos. Murta, Casella y Barcheta, en el punto en que penetran en la plana de inundación, tanto para la situación actual como para la situación hipotética de construcción de las presas de Estubeny, Montesa y Marquesado. Estos hidrogramas se han introducido en el modelo hidráulico como condiciones de contorno del tipo caudal-tiempo en las siguientes celdas (figura nº 86):

- Celda 148: hidrograma del Júcar.
- Celda 2228: hidrograma del río Albaida.
- Celda 1205: hidrograma del río Verde.
- Celda 2055: hidrograma del Bco. Barcheta.
- Celda 2137: hidrograma de los Bcos. Estrecho y Casella.
- Celda 2075: hidrograma del Bco. Murta.
- Celda 1003: hidrograma del río Magro.

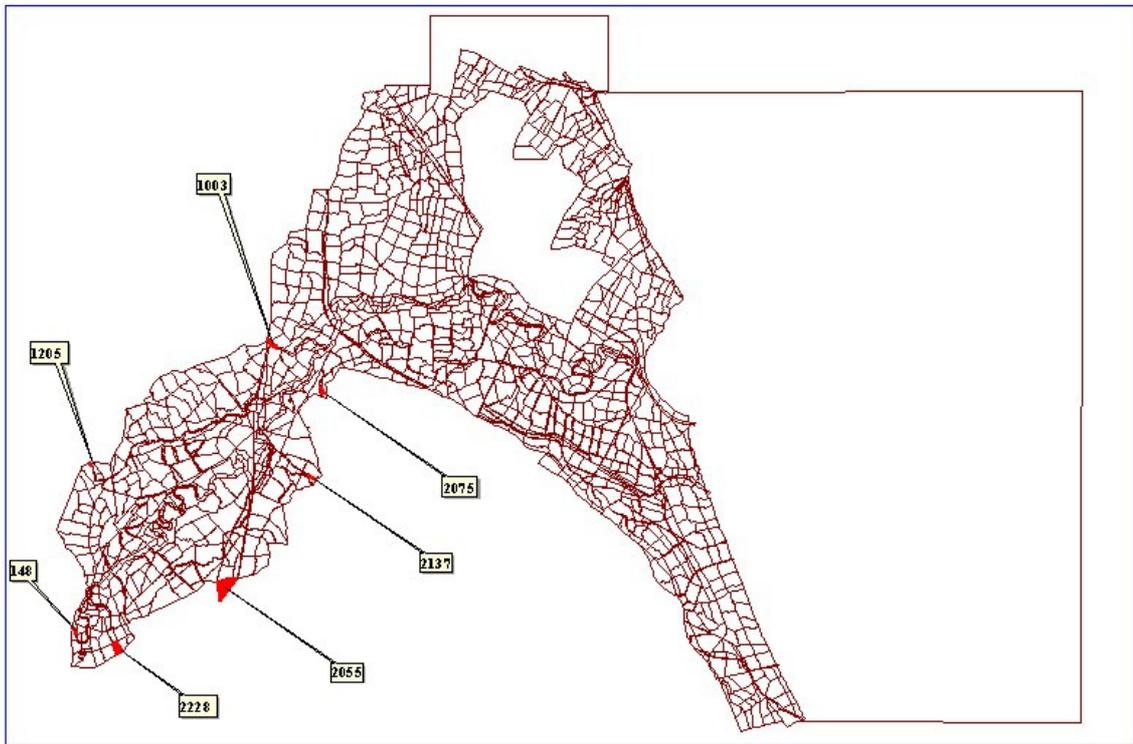


Figura 86. Celdas con condición de contorno del tipo caudal-tiempo

Los caudales punta de dichos hidrogramas se resumen en las tablas nº 18 y 19.

RIO	SELLENT	ALBAIDA	VERDE	BARRANCO BARCHETA	CASELLA	MURTA	MAGRO
$Q_{T=500}$ (m ³ /s)	1503	2871	1015	742	463	137	1119
$Q_{T=250}$ (m ³ /s)	1208	2320	772	581	362	110	870
$Q_{T=100}$ (m ³ /s)	831	1566	502	399	251	75	582
$Q_{T=25}$ (m ³ /s)	404	611	214	189	121	36	273
$Q_{T=10}$ (m ³ /s)	208	337	101	98	63	19	148
$Q_{T=5}$ (m ³ /s)	109	177	48	53	34	10	91
$Q_{T=2}$ (m ³ /s)	23	52	16	17	11	3	52
$Q_{T=1.5}$ (m ³ /s)	10	28	11	11	7	1	48

Tabla 18. Caudales punta de los hidrogramas de diseño para distintos periodos de retorno en la situación actual



RIO	SITUACIÓN HIPOTÉTICA CON LAS PRESAS		
	SELLENT	ALBAIDA	MAGRO
$Q_{T=500}$ (m ³ /s)	196	2670	700
$Q_{T=250}$ (m ³ /s)	188	2158	539
$Q_{T=100}$ (m ³ /s)	175	1456	381
$Q_{T=25}$ (m ³ /s)	148	567	192
$Q_{T=10}$ (m ³ /s)	119	313	113
$Q_{T=5}$ (m ³ /s)	83	176	72
$Q_{T=2}$ (m ³ /s)	23	52	43
$Q_{T=1.5}$ (m ³ /s)	10	28	39

Tabla 19. Caudales punta de los hidrogramas de diseño para distintos periodos de retorno en la situación hipotética con las presas de Estubeny, Montesa y Marquesado.

3.5. INUNDABILIDAD EN DISTINTAS SITUACIONES

3.5.1. Definición de hipótesis de cálculo

En primer lugar, se ha realizado la simulación hidráulica de la plana en la situación actual lo que ha permitido evaluar el problema de las inundaciones existente hoy en día en las Riberas del Júcar. Posteriormente, se ha realizado la simulación de la situación correspondiente a la construcción de las presas de Estubeny, Montesa y Marquesado.

Para realizar estas simulaciones, se han considerado las avenidas de periodo de retorno 25, 50, 100 y 250 años. Las dos primeras corresponden al límite de protección mínimo y deseable respectivamente para las zonas agrícolas y los dos siguientes a los límites de protección mínimo y deseable de las zonas urbanas. También se ha considerado la avenida de 500 años que corresponde a un periodo de retorno que suele ser considerado como tope para la realización de defensas contra avenidas.

En los próximos apartados se describe el comportamiento hidráulico de la plana para cada una de las hipótesis mencionadas. En primer lugar, se describe con mayor detalle la avenida de 100 años de periodo de retorno y posteriormente el resto de periodos de retorno considerados.

3.5.2. Situación actual

3.5.2.1. Avenida de 100 años de periodo de retorno

En las figuras nº 87 y nº 88 se muestran respectivamente los calados máximos y los caudales punta que atraviesan la plana obtenidos en la situación actual para la avenida de 100 años de periodo de retorno. Se observa como se produce una inundación generalizada de la plana con afección a varios núcleos urbanos y a extensas zonas de uso agrícola.

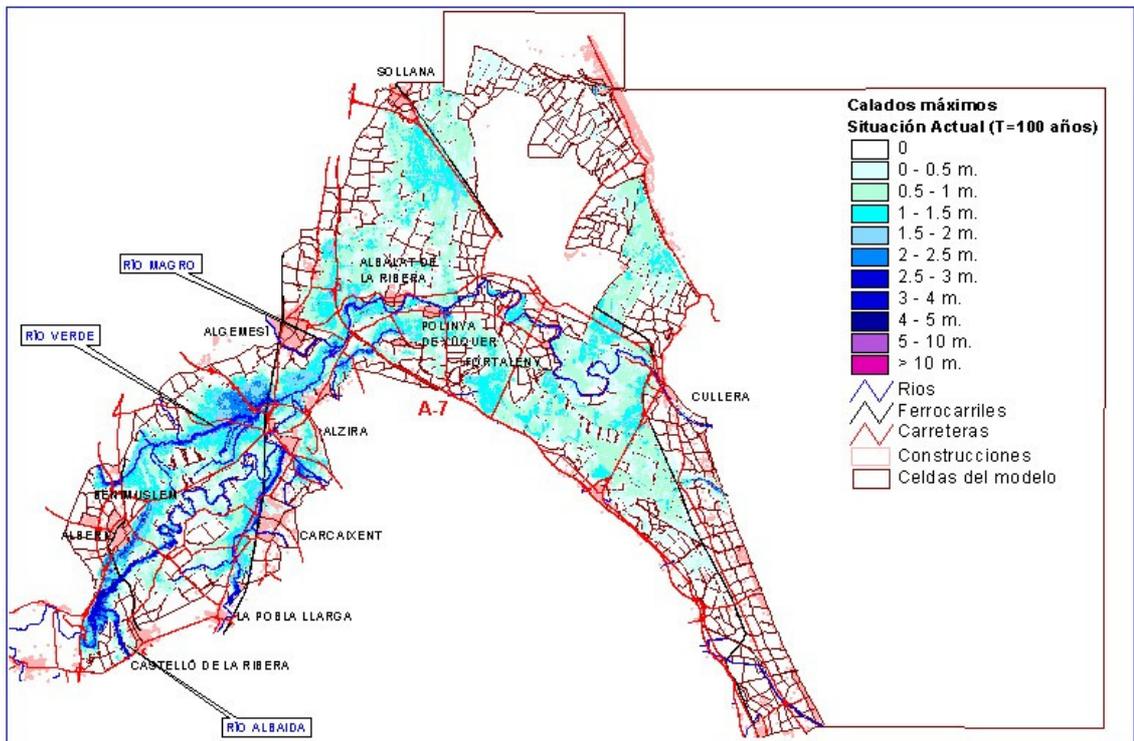


Figura 87. Calados máximos (en m) para la avenida de 100 años en la situación actual

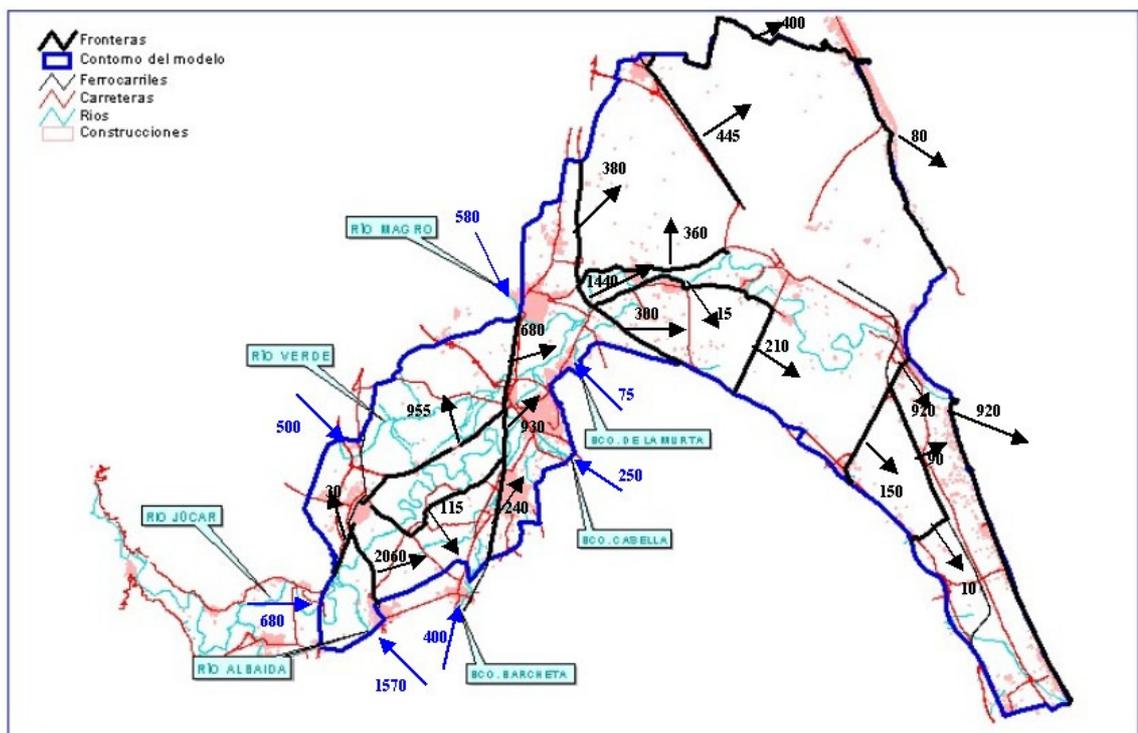


Figura 88. Caudales máximos (en m^3/s) para la avenida 100 años en la situación actual



El funcionamiento hidráulico de la zona es el siguiente. El caudal que aporta el Júcar (2.060 m³/s de punta) se desborda en la entrada a la plana fundamentalmente por su margen derecha, dirigiéndose las aguas desbordadas hacia la vaguada por la que discurre el Bco. Barcheta y, por consiguiente, hacia Carcaixent. El caudal punta desbordado en esa zona es algo mayor a 100 m³/s que se unen a los aportados por el Barcheta (punta de 400 m³/s) dando un caudal total que fluye hacia Carcaixent de unos 250 m³/s, provocando pequeñas inundaciones en la zona y retornando al Júcar inmediatamente aguas arriba de Alcira. Las inundaciones en Carcaixent no afectan mucha extensión y no superan el metro y medio de calado en las zonas donde éste es mayor.

Por la margen izquierda se desborda principalmente entre las poblaciones de Alberique y Benimuslem con un caudal punta próximo a 1.000 m³/s que fluyen hacia el Norte hasta encontrarse con el cauce del río Verde donde se unen a las aguas aportadas por éste (500 m³/s de caudal punta). Como consecuencia de estas dos aportaciones se produce una inundación generalizada en la zona del río Verde predominando unos calados entorno a los 2 ó 3 m. La población de Alberique, situada en esta zona, no se ve afectada sustancialmente por esta inundación debido a su posición elevada, mientras que la población de Benimuslem, también situada en esta zona entre el Júcar y el Verde, aun teniendo motas de protección se ve afectada por la inundación en las zonas más bajas de ésta con calados de entre 0,5 y 1 m.

Aguas abajo de los dos puntos de desbordamiento mencionados, el Júcar transporta un caudal punta algo mayor de 900 m³/s hasta la confluencia con el río Verde y el Bco. Barcheta, sin que se produzcan más que desbordamientos puntuales de pequeña magnitud por ambas márgenes.

En las inmediaciones de Alzira, el Júcar recibe las aguas del Verde y del Barcheta junto con los caudales desbordados anteriormente, y un poco más adelante, aguas abajo de Alzira, las del Magro (punta de 600 m³/s). El caudal punta entregado por el río Verde (700 m³/s) es muy inferior a los caudales punta que recibe de su cuenca y por desbordamiento del Júcar, lo que indica que debido al importante volumen almacenado en su llanura de inundación se produce una considerable laminación. Parece, por tanto, que el desvío de caudales del Júcar hacia el Verde, que se produce de forma natural, juega un papel muy importante en la reducción de las inundaciones de la zona.

La población de Alzira es una de las más afectadas por las inundaciones y según se desprende de los resultados del modelo las aguas que la inundan proceden principalmente del Júcar. Recibe directamente las aguas de los Bcos. Estrecho y Casella que no causan inundaciones de importancia en la población debido al dique longitudinal que la defiende. Dicho dique podría desbordarse en algún punto aislado aunque con caudales de muy pequeña magnitud. Alzira también posee una mota que la defiende de las aguas directamente desbordadas del Júcar pero que no se cierra totalmente entorno a la población quedando abierta por su lado noreste, por donde refluyen las aguas remansadas del Júcar. Los calados máximos en Alzira son de hasta 2 m.

Como se comentó anteriormente, la zona situada aguas arriba del cruce con la autopista A-7 es una zona de gran complejidad pues al estrechamiento natural existente se une la

confluencia con el río Magro y, algo más aguas arriba, con el Verde y los Bcos. Barcheta, Estrecho y Casella. Las aguas desbordadas se extienden a lo largo de la autopista cruzándola a través de las obras de drenaje y del puente existente sobre el Júcar.

En el cruce con la autopista el Júcar conduce, a través de su cauce y de sus márgenes más próximas, un caudal punta de 1.440 m³/s pasando el resto por ambas márgenes, con una punta de unos 300 m³/s dirigiéndose hacia la vaguada del Bco. del Duch por la margen derecha y algo más de 300 por la margen izquierda hacia la Albufera. En esta zona se encuentra Algemesí que no se ve afectada por la inundación.

Aguas abajo del cruce con la autopista, los desbordamientos por la margen derecha son prácticamente inexistentes, el caudal punta desbordado en el tramo comprendido entre la autopista y Fortaleny es de unos 15 m³/s que fluyen hacia la vaguada del Bco. del Duch. Los desbordamientos por la margen izquierda, debido al dique longitudinal que protege Albalat, se producen en su mayor parte aguas arriba de dicha población y son algo más importantes (punta de unos 360 m³/s).

Las aguas desbordadas por la margen izquierda se dirigen hacia la Albufera cruzando el ferrocarril Valencia-Gandía y la N-332, el caudal punta que cruza el ferrocarril es inferior a 500 m³/s, la zona inundada es bastante extensa con calados que, en general, no superan los 2 m. Sollana no llega a inundarse pues actúa como mota de defensa la biela de conexión entre la autopista A-7 y la N-332.

Los caudales desaguados por la margen derecha son del orden de los 200 m³/s a su paso por la carretera CV-509 que une Sueca y Corbera. El caudal punta total desaguado entre Cullera y Tabernes alcanza los 900 m³/s. Ni la población de Polinya ni la de Fortaleny se ven afectadas por la inundación.

3.5.2.2. Avenida de 500 años de periodo de retorno

Los calados y caudales máximos obtenidos en la simulación realizada para la avenida de 500 años se muestran en las figuras nº 89 y 90. La situación es muy parecida a la descrita en la anterior avenida pero con unos calados y caudales mayores.

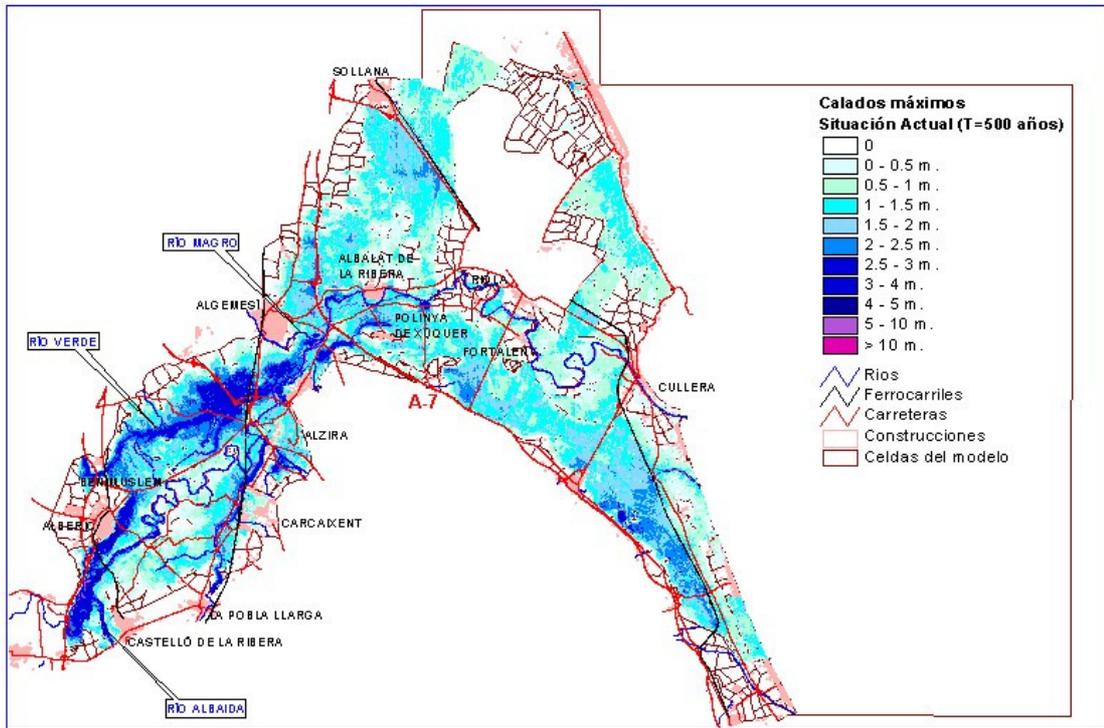


Figura 89. Calados máximos (en m) para la avenida de 500 años en la situación actual

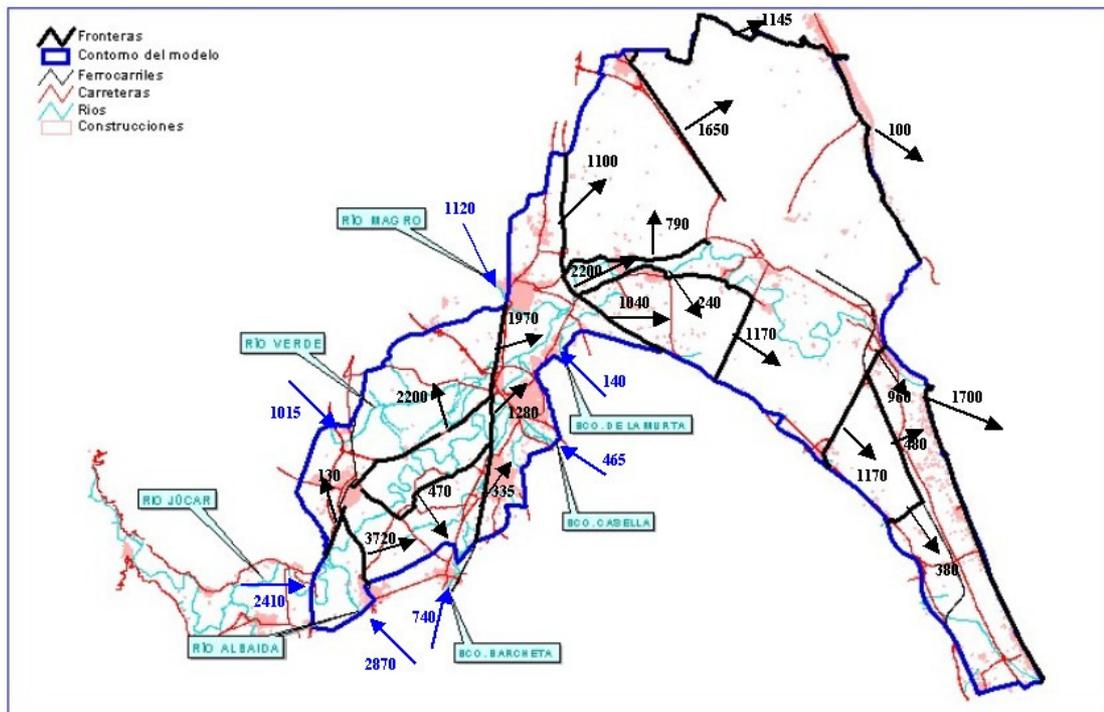


Figura 90. Caudales máximos (en m^3/s) para la avenida 500 años en la situación actual



Los calados existentes aguas arriba del cruce de la autopista A-7, tanto en la llanura de inundación del Verde, como en las inmediaciones de Carcaixent y Alzira, varían entre los 2 y 4 m con alguna zona puntual en la que se superan los 4 m. Aguas abajo de la A-7 los calados en la plana son de menor magnitud, predominando los de entre 1 y 2 m en la zona de la Albufera, y los de entre 2 y 3 m en la del Estany.

En su paso por la autopista los caudales se reparten por igual entre el cauce y sus márgenes, yendo por el cauce 2200 m³/s y en torno a 1100 m³/s por cada una de las márgenes, hacia el Duch y hacia la Albufera.

Aguas abajo de la A-7 el desbordamiento se produce fundamentalmente por la margen izquierda con un caudal de cerca de 800 m³/s, siendo del orden de la cuarta parte el desbordamiento por la margen izquierda. El caudal punta total desaguado entre Cullera y Tabernes es en este caso de unos 1700 m³/s.

Para este periodo de retorno las poblaciones de Polinya, Riola y Fortaleny se inundan con unos calados algo mayores a los anteriores, pero que en ninguno de los casos superan 1,5 m.

Hay que destacar que para esta avenida sí se produce la afección de pequeñas zonas de las poblaciones de Alberique y Algemés (con calados que en cualquier caso son inferiores a 1,5 m), por lo que se deduce que en la situación actual dichas poblaciones se pueden ver afectadas por las inundaciones pero solo para avenidas de gran magnitud.

3.5.2.3. Avenida de 250 años de periodo de retorno

En las figuras 91 y 92 se muestran tanto los calados como los caudales máximos para la avenida de 250 años de periodo de retorno en la situación actual.

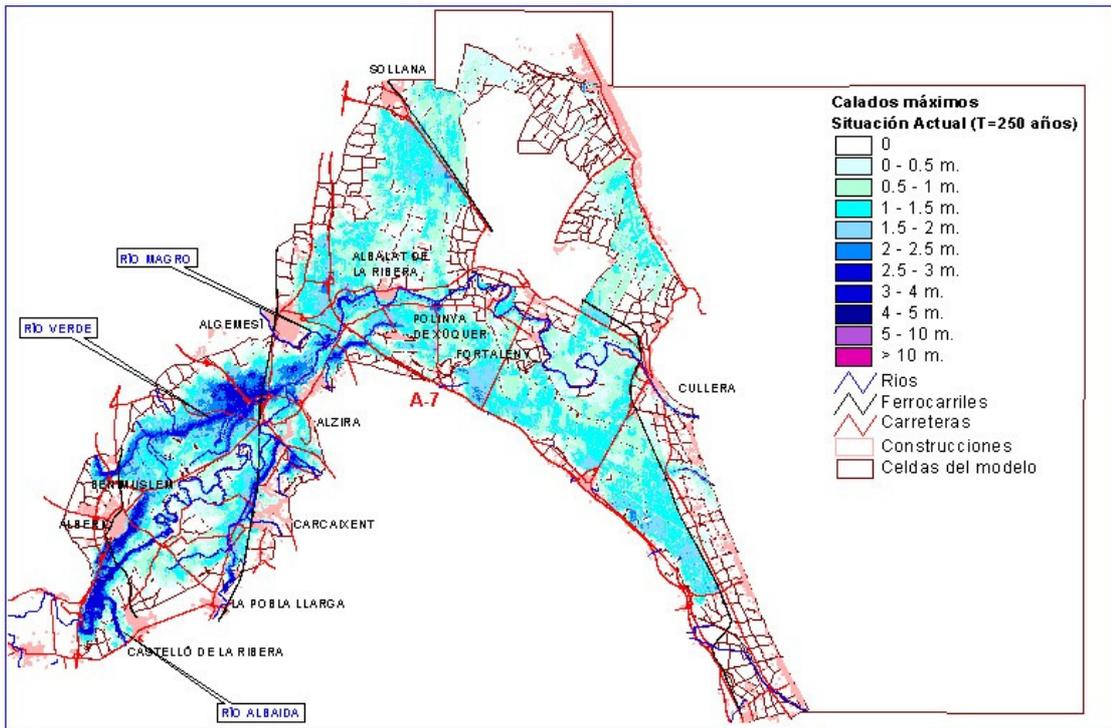


Figura 91. Calados máximos (en m) para la avenida de 250 años en la situación actual

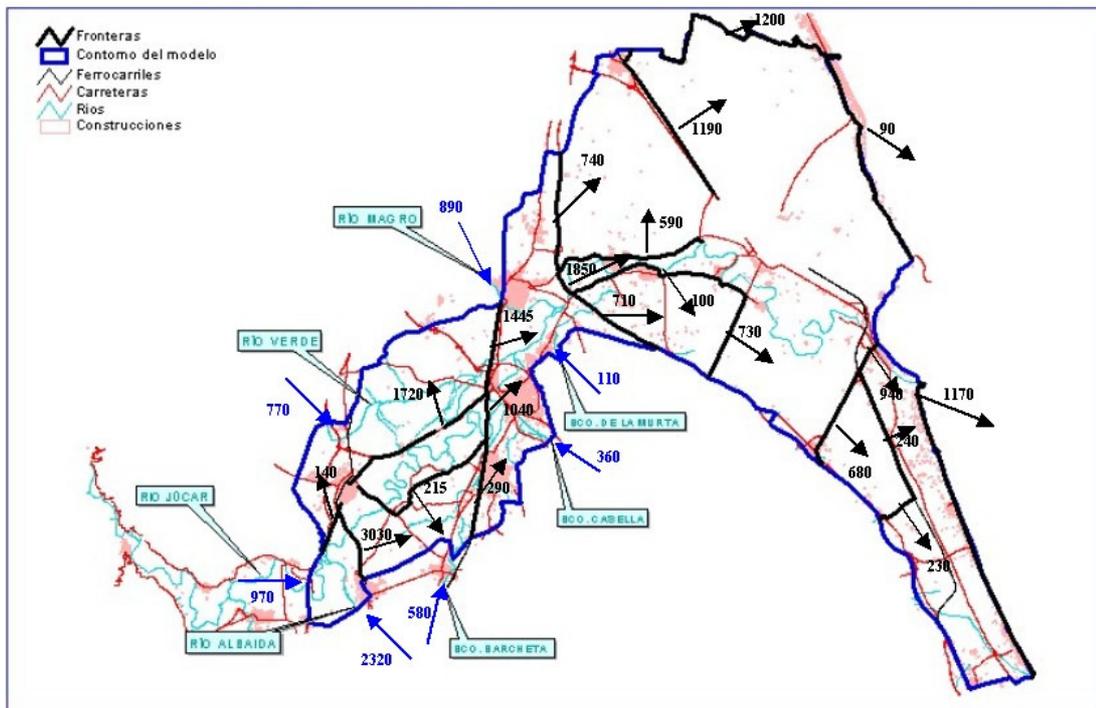


Figura 92. Caudales máximos (en m³/s) para la avenida 250 años en la situación actual



El caudal de entrada a la plana del Júcar es del orden de los 3000 m³/s, de los que la mayor parte proceden del caudal aportado por el Albaida (2300 m³/s). En la población de Benimuslem la inundación es generalizada produciéndose calados que en algunas zonas alcanzan el metro y medio.

Una vez superado Benimuslem y hasta el ferrocarril Valencia-Almansa el agua se desborda del cauce por la margen izquierda hacia la vaguada del Verde con caudales del orden de los 1700 m³/s, los cuales se unirán a los cerca de 800 m³/s aportados por el propio afluente. Los caudales anteriores provocarán la inundación casi generalizada de dicha vaguada, alcanzando éstos valores en torno a los 3 o más metros de calado en amplias zonas. Mientras, por la margen derecha ocurre lo mismo pero en mucha menor cuantía, del Júcar salen unos 200 m³/s que van a unirse a los casi 600 m³/s del Barcheta, produciéndose la entrada del agua a través del ferrocarril a la población de Carcaixent que tendrá en algunos puntos calados del orden de un metro.

Las inundaciones que se producen en la población de Alzira son provocadas, como ya se comentó para 100 años, por el reflujo de las aguas remansadas del Júcar, aunque ahora también contribuyen en mayor cuantía los caudales provenientes de los barrancos Casella y Estrecho. Los calados alcanzados no superan los 2 m pero afectan a una gran superficie.

A todos los caudales anteriores se une, en el estrechamiento previo al paso por la autopista A-7, el caudal que viene del Magro, unos 900 m³/s, y del Barranco de la Murta, del orden de 100 m³/s. De la suma de todos los anteriores, 1850 m³/s pasarán, cruzando la autopista, por el cauce del Júcar y sus márgenes más próximas, mientras que del resto la mitad, unos 700 m³/s, lo hará por la margen izquierda hacia el norte en dirección a la Albufera y la otra mitad por el barranco del Duch.

Aguas abajo de la A-7 el desbordamiento se produce fundamentalmente por la margen izquierda (600 m³/s), siendo mucho menores, unos 100 m³/s, los caudales de desbordamiento que se producen por la margen derecha, desde la autopista hasta la población de Fortaleny.

Polinya y Riola tienen amplias extensiones inundadas con calados que en ambos casos son del orden de 1 m, mientras que la población de Fortaleny sigue sin verse afectada por la inundación.

El caudal que dicurre por el Duch a su paso por la carretera CV-509, que une Sueca y Corbera, es algo mayor de 700 m³/s y alcanza en la línea de costa de Cullera a Tabernes casi los 1200 m³/s. Los calados que se producen en esta zona son del orden de un 1,5 m en la mayor parte de la superficie, pudiendo alcanzar los 3 m en zonas muy puntuales como aguas arriba de la carretera CV-509.

Los caudales que se dirigen a la Albufera provienen tanto del caudal desbordado del Júcar antes de la A-7 como de los desbordamientos posteriores, y alcanzan a su paso por la N-332 y el ferrocarril Silla-Gandía los 1200 m³/s, aunque siguen sin entrar en la población de Sueca que queda resguardada.

3.5.2.4. Avenida de 50 años de periodo de retorno

En las figuras siguientes (figuras 93 y 94) se muestran los mapas de calados y caudales máximos para la avenida de periodo de retorno de 50 años en la situación actual.

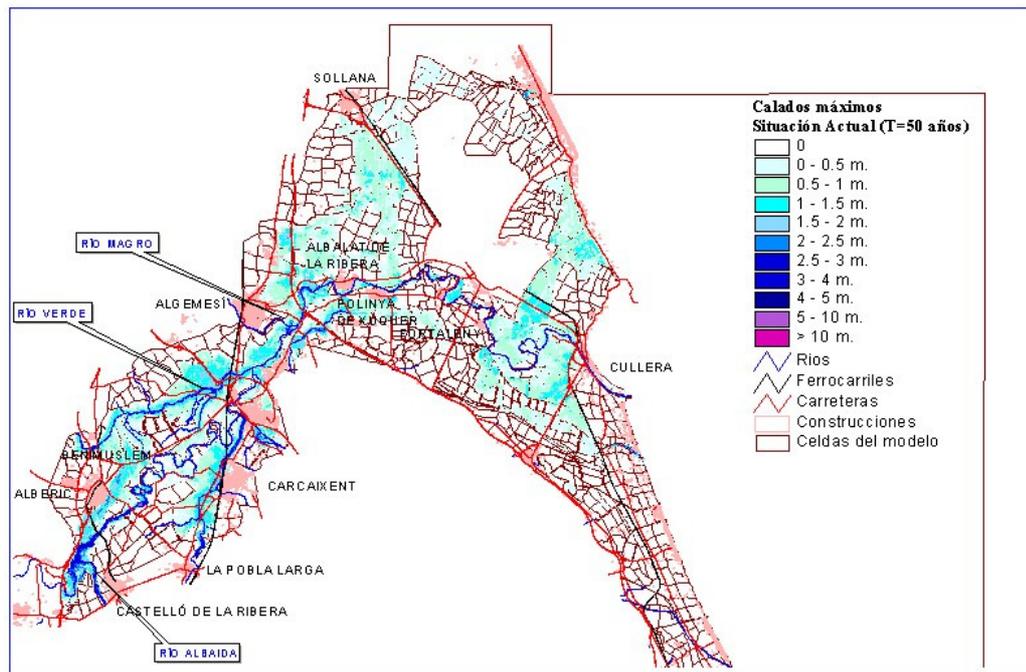


Figura 93. Calados máximos (en m) para la avenida de 50 años en la situación actual

3.5.2.5. Avenida de 25 años de periodo de retorno

A continuación se muestran calados y caudales máximos para la avenida de periodo de retorno de 25 años (figuras 95 y 96).

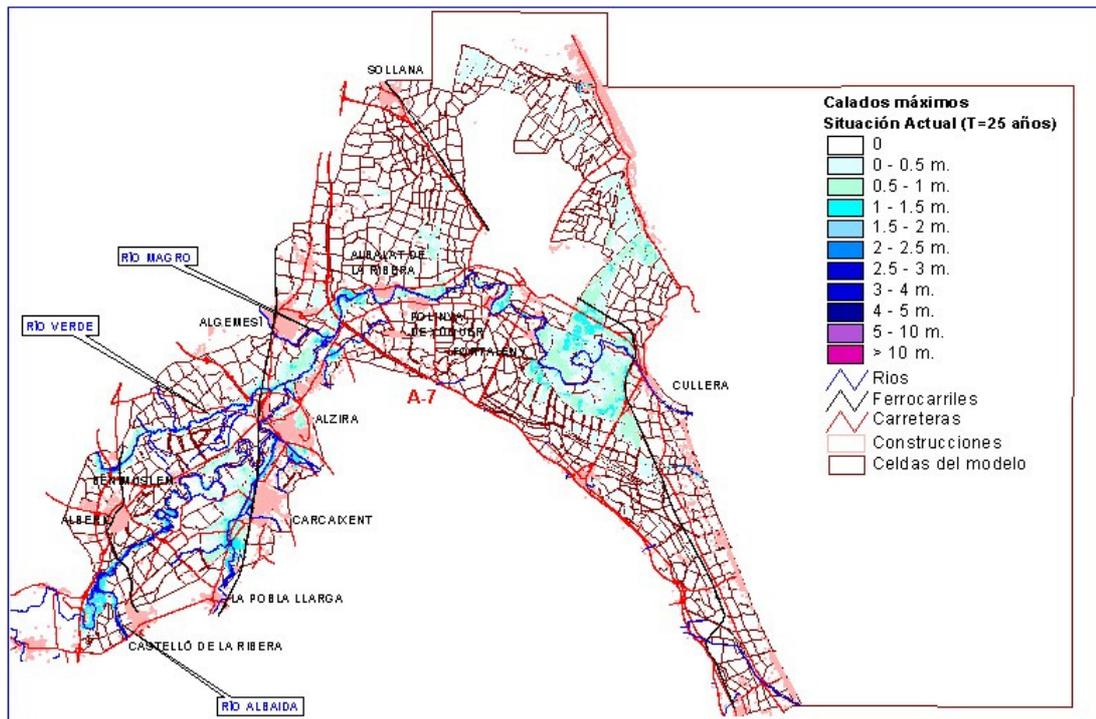


Figura 95. Calados máximos (en m) para la avenida de 25 años en la situación actual

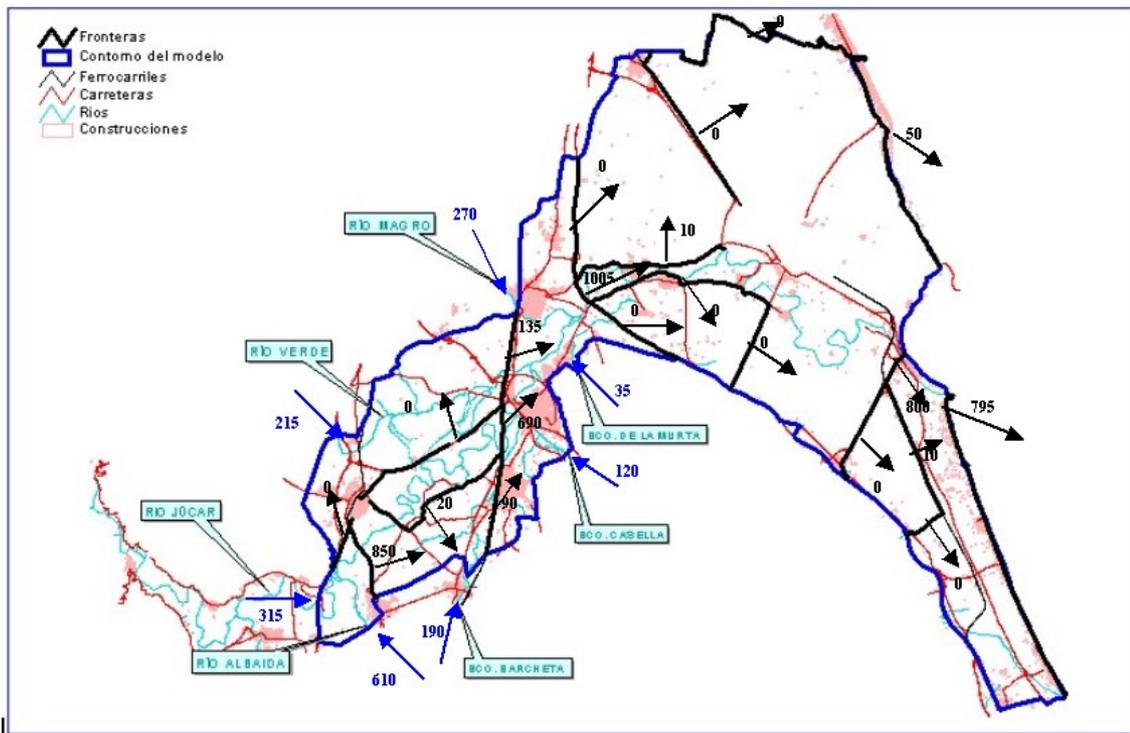


Figura 96. Caudales máximos (en m^3/s) para la avenida 25 años en la situación actual

La situación para la presente avenida es muy parecida a la descrita en la de 50 años, con menores superficies afectadas, menores caudales y menores calados. El caudal de $850 \text{ m}^3/\text{s}$ del Júcar, que entra en la plana, lo hace por el cauce sin que haya desbordamientos salvo en zonas muy puntuales, como antes del ferrocarril Valencia-Almansa y cerca de la A-7. Lo mismo ocurre con el río Verde y el Barranco Barcheta que conducen la casi totalidad de sus aguas por su curso y sus márgenes más próximas. De modo que aguas arriba de la A-7, tenemos zonas muy reducidas afectadas por la inundación, cercanas a los cauces, y con calados entre 0,5 y 1 m.

El paso por la autopista se produce también ahora por el cauce del Júcar y sus márgenes más cercanas casi sin desbordamientos, siendo el caudal total algo mayor a $1000 \text{ m}^3/\text{s}$. Aguas abajo de este punto no existen prácticamente afecciones a zonas agrícolas y el agua va controlada por el curso del río hasta la desembocadura en Cullera, donde se desaguan al mar $800 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.5.3. Situación hipotética

3.5.3.1. Avenida de 100 años de periodo de retorno

En el caso de construir las presas de Montesa en el Cañoles, Marquesado en el Magro y Estubeny en el Sellent, los hidrogramas del Júcar en la entrada a la plana, el Albaida y el Magro se reducirían considerablemente, sobre todo el del Magro. Como consecuencia el caudal de entrada a la plana del Júcar después de la confluencia con el Albaida, se reduce

bastante siendo ahora algo mayor de 1500 m³/s. La situación aguas abajo de este punto y hasta la autopista es en todo, calados y caudales, semejante a la situación actual, por la margen derecha, mientras que por la margen izquierda encontramos que tanto el caudal de desbordamiento del Júcar entre Alberique y el ferrocarril como el caudal de paso por éste último son menores que los que se observan en la situación actual.

Hay problemas en Carcaixent y Alzira, aunque en la primera los calados se ven reducidos muy considerablemente. Las zonas más bajas de Benimuslem podrían verse ligeramente afectadas aunque con calados muy reducidos.

En el paso por la autopista se produce una situación semejante a la actual, aunque siendo los caudales algo menores en la situación con presas. Pasan por el Júcar del orden de 1200 m³/s, cuando antes pasaban 1440, algo menos de 300 m³/s van hacia el Duch y 235 hacia la Albufera.

Todas las zonas urbanas aguas abajo de la A-7 están a salvo de la inundación, con lo que se cumple el mínimo umbral de protección para zonas urbanas que se comentó anteriormente.

Comparativamente las superficies agrícolas inundadas, en el caso de funcionamiento de las presas, son bastante menos extensas que en la situación actual, sobre todo en las vaguadas del Duch y el Verde. También podemos decir que en el resto de zonas los calados serán del orden de medio metro más bajos en caso de construcción de las presas, aumentando esta diferencia en la zona del Verde hasta 1 m, e incluso 1,5 en zonas puntuales.

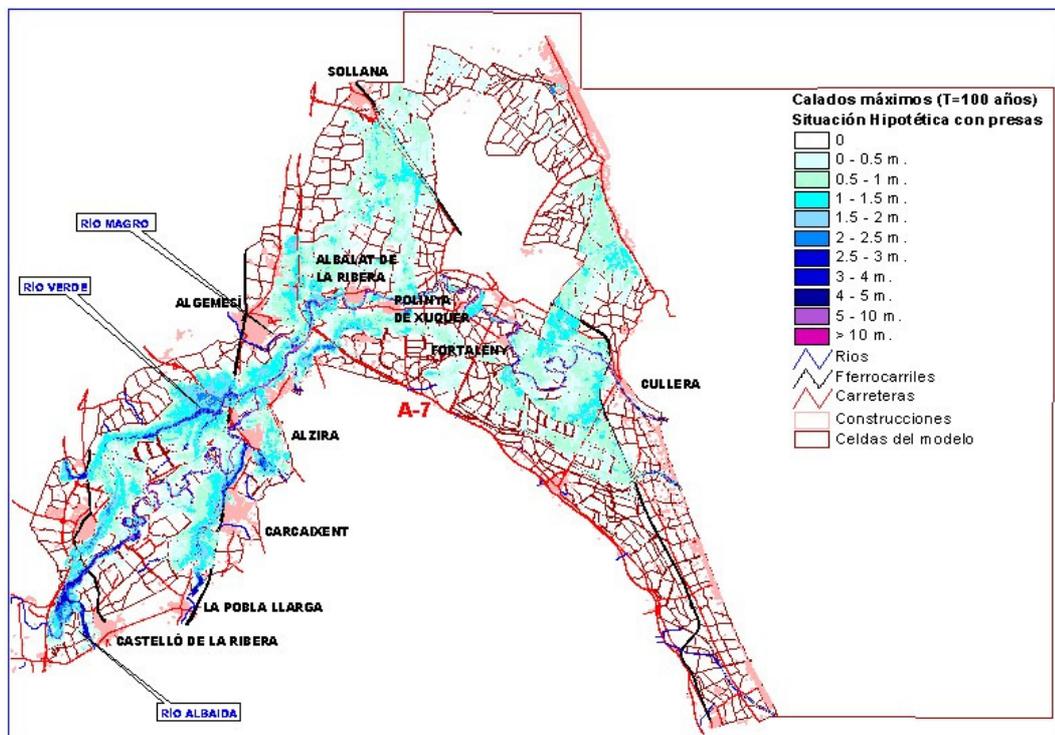


Figura 97. Calados máximos (en m) para la avenida de 100 años en la situación con las presas

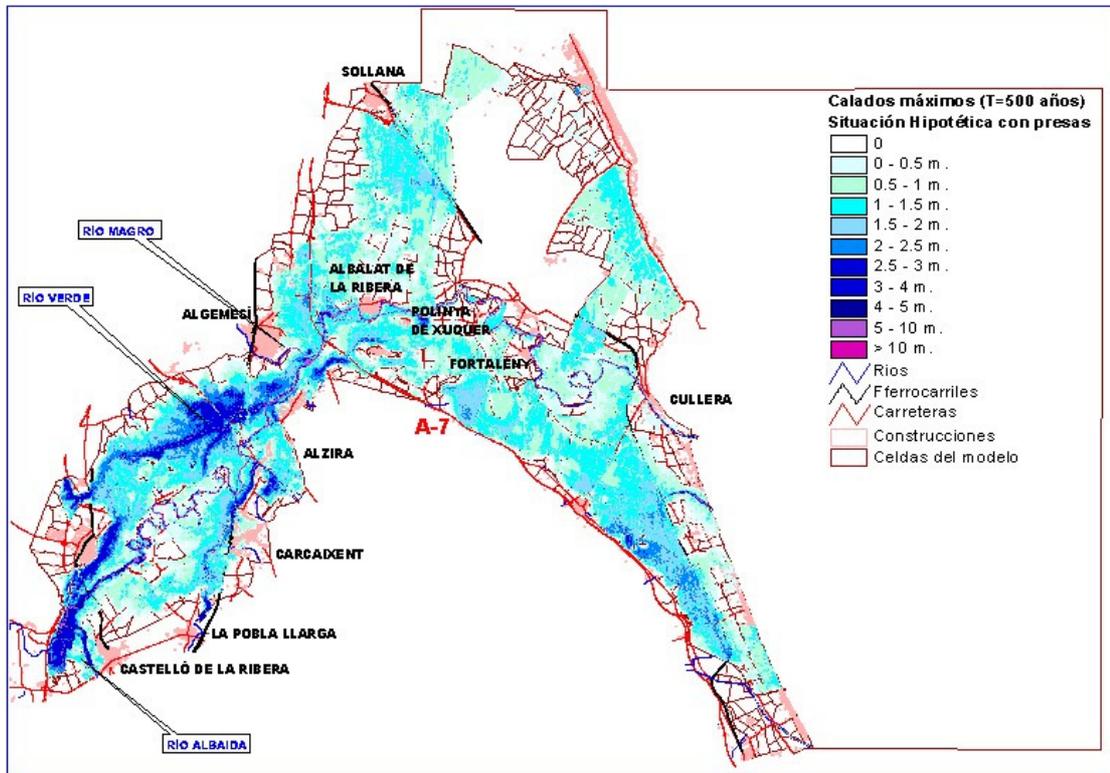


Figura 99. Calados máximos (en m) para la avenida de 500 años en la situación con las presas

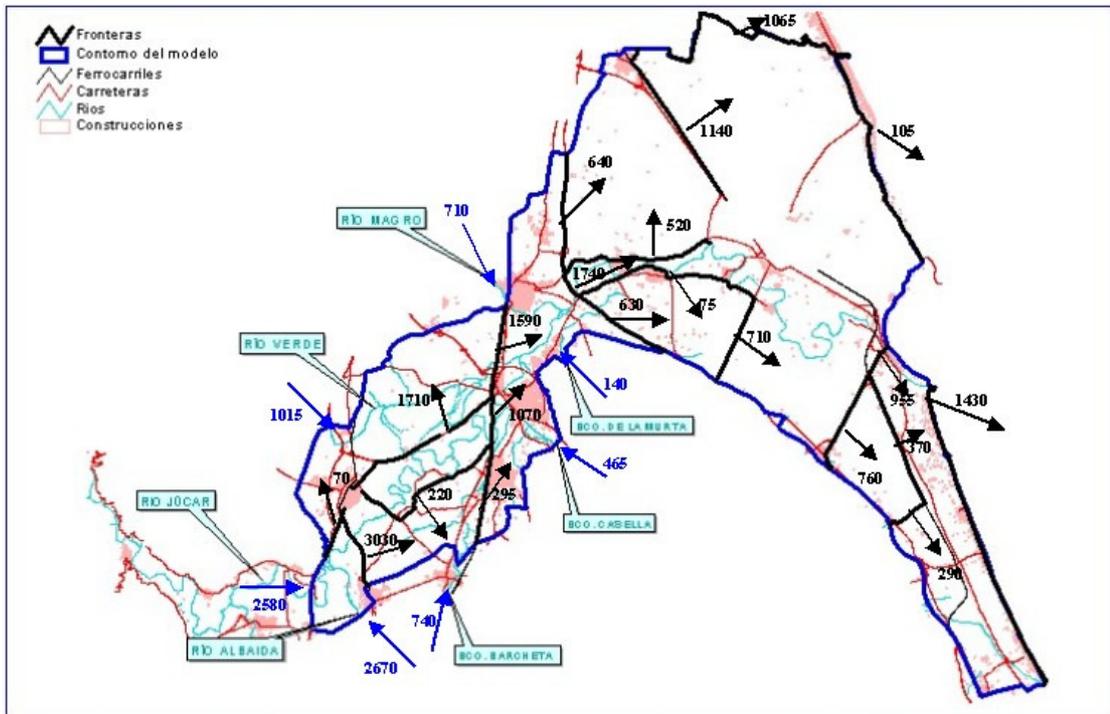


Figura 100. Caudales máximos (en m³/s) para la avenida 500 años en la situación con las presas

3.5.3.3. Avenida de 250 años de periodo de retorno

A continuación, en las figuras 101 y 102, se muestran los mapas donde se representan los calados y caudales que produciría la avenida de 250 años de periodo de retorno en la misma situación que en el caso anterior, con el funcionamiento de Montesa, Marquesado y Estubeny.

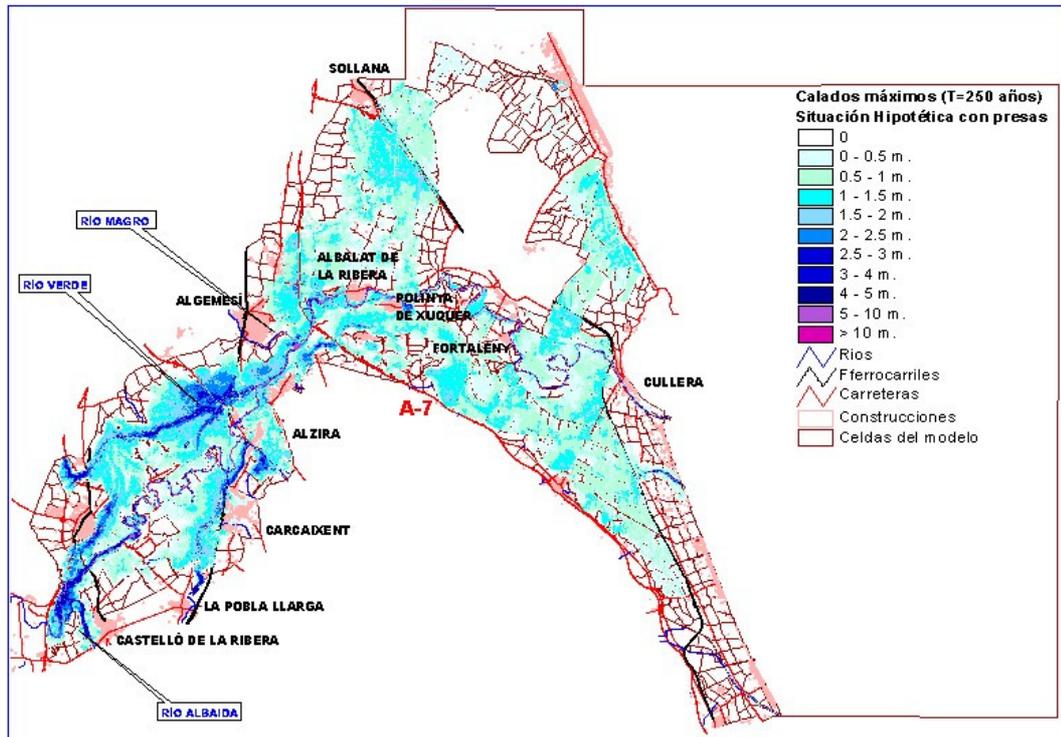


Figura 101. Calados máximos (en m) para la avenida de 250 años en la situación con las presas

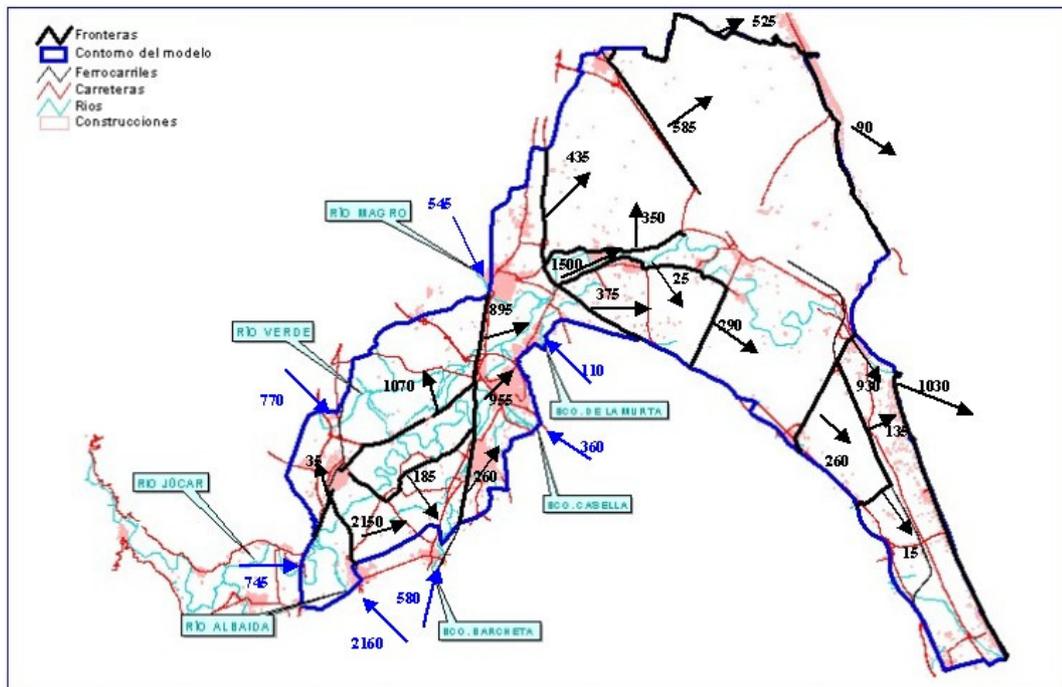


Figura 102. Caudales máximos (en m^3/s) para la avenida 250 años en la situación con las presas

Se observa que el caudal de entrada a la plana del Júcar se reduce en unos $1000 m^3/s$ en caso de funcionar las presas, siendo el caudal en esta situación de $2150 m^3/s$. Al igual que en el caso anterior, para 100 años, los desbordamientos que se producen aguas abajo de ese punto por la margen derecha se mantienen más o menos sobre los $200 m^3/s$, mientras que los producidos por la margen izquierda, entre Alberique y el ferrocarril, pasan de ser $1700 m^3/s$ a algo más de $1000 m^3/s$, razón por la cual Alberique deja de verse afectada por la inundación en las zonas con cotas más bajas, la población de Benimuslem se sigue inundando pero reduciéndose el calado cerca de 1 m en algunas zonas y sobre todo, se ve que si la reducción de calados en general es de menos de medio metro, tanto en el Verde como en el ramal de desagüe del Duch al Estany estas reducciones alcanzan 1m.

Carcaixent, aunque sigue teniendo algunas zonas afectadas, éstas verán su superficie y calados reducidos, del orden de medio metro más bajos, con respecto a la situación real. Sin embargo, la inundación que se produce en Alzira para este periodo de retorno es similar a la que se producía en la situación actual.

Los caudales en el cruce con la autopista tienen la misma distribución que en la situación actual, disminuidos en algo menos de $400 m^3/s$ tanto por el cauce, donde se pasa de $1850 m^3/s$ a 1500 , como por las dos márgenes, de $700 m^3/s$ a cerca de $400 m^3/s$.

Hay que destacar la mejora que ya comentamos anteriormente en cuanto a la reducción de calados en general, pero sobre todo en las vaguadas del Verde y del Duch, y en esta última cerca de la zona de Tabernes, donde la reducción es mayor en algunos puntos a 1,5 m.

3.5.3.4. Avenida de 50 años de periodo de retorno

En las figuras 103 y 104 se representan calados y caudales en la plana de inundación del Júcar, para el periodo de retorno de 50 años, en la situación hipotética de funcionamiento de las presas.

En cuanto a los caudales podemos destacar la reducción de los desbordamientos hacia la vaguada del Verde aguas arriba del ferrocarril Valencia-Almansa, donde se pasa de un caudal de casi 500 a 30 m³/s. El caudal del Júcar a su paso por la autopista A-7, que en situación actual pasa desbordado por ambas márgenes ahora, debido a la reducción del mismo pasa más o menos controlado por el cauce y las márgenes más próximas. Los caudales de desbordamiento por ambas márgenes aguas abajo de la autopista también se reducen siendo de muy pequeña magnitud, unos 15 m³/s hacia la margen izquierda y 5 a la margen derecha.

En cuanto a calados, la situación en las poblaciones es prácticamente la misma en las dos hipótesis, es decir, todas las poblaciones están protegidas para este periodo de retorno, excepto Alzira que podría tener alguna afección por los caudales desbordados del Casella.

En cuanto a las zonas agrícolas, la situación mejora mucho en el Verde y el Barcheta, ya que la reducción de calados es general.

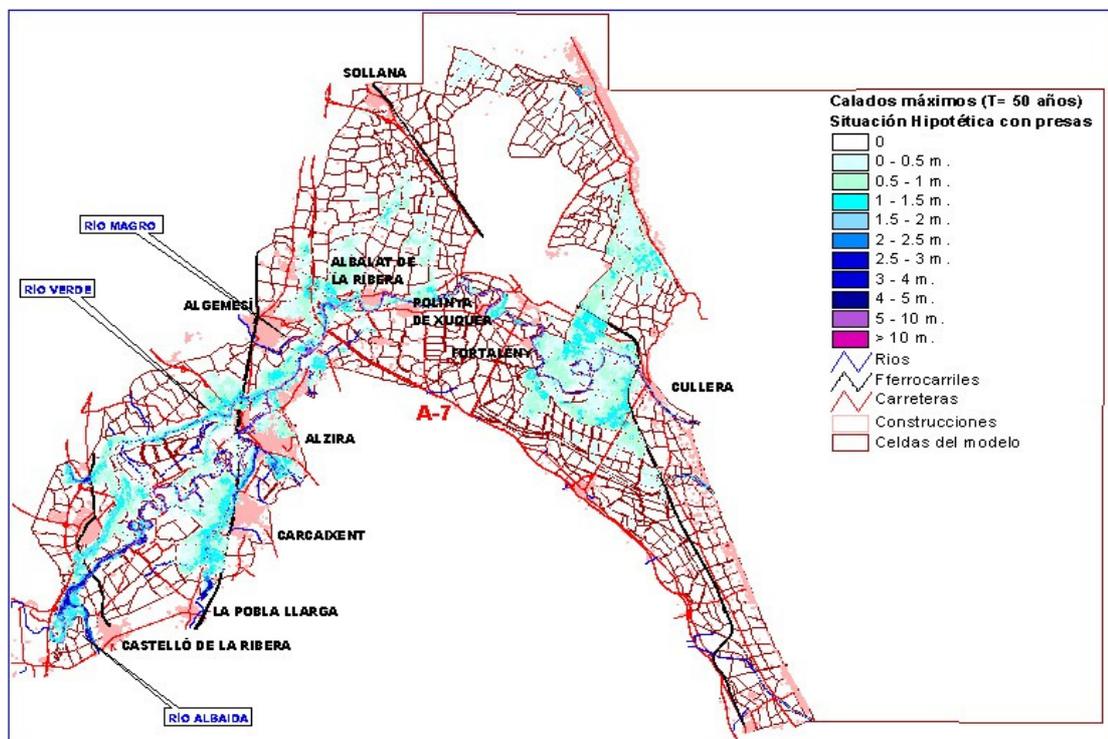


Figura 103. Calados máximos (en m) para la avenida de 50 años en la situación con las presas

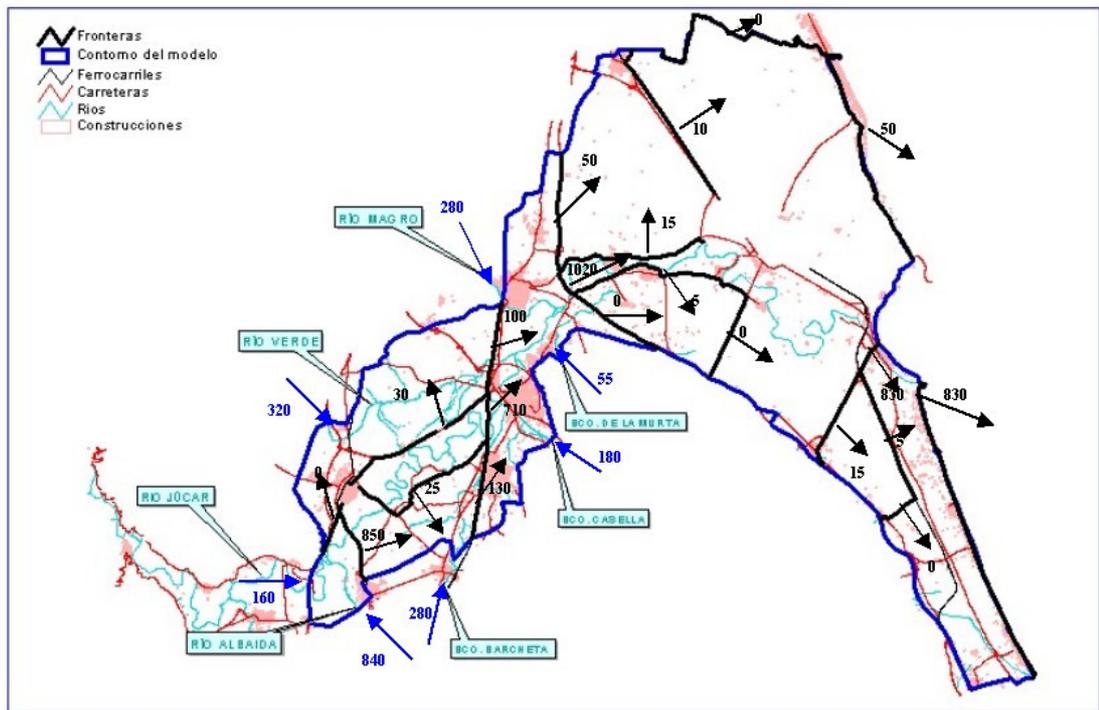


Figura 104. Caudales máximos (en m³/s) para la avenida 50 años en la situación con las presas

3.5.3.5. Avenida de 25 años de periodo de retorno

Como se observa en la figura adjunta, la reducción del caudal de entrada a la plana del Júcar, es debido únicamente a la reducción por funcionamiento de la presa de Estubeny en el Sellent, ya que el hidrograma que aporta el Albaida en las dos situaciones, actual e hipotética, es el mismo al ser la acción de la presa de Montesa muy pequeña para estos caudales. Desaparecen los desbordamientos por ambas márgenes del Júcar, tanto aguas arriba como aguas abajo de la autopista A-7, excepto algunos de pequeña magnitud en puntos muy concretos, como los desbordamientos existentes por ambas márgenes del río, aguas abajo de Fortaleny, que sólo perjudican a pequeñas extensiones agrícolas.



4. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS CON LOS OBTENIDOS EN ANTERIORES ESTUDIOS

En el presente apartado se pretende comparar los caudales obtenidos en anteriores estudios hidrológicos de la zona, basados en el empleo de un modelo agregado (Visual-HEC1), con los obtenidos en el estudio realizado para este informe, mediante un modelo hidrológico distribuido. También se compararán los caudales de paso obtenidos en dos de las principales fronteras del modelo hidráulico de la llanura del Júcar, el Ferrocarril Valencia-Almansa y la autopista A-7.

4.1. COMPARACIÓN DE CAUDALES EN LOS PRINCIPALES AFLUENTES

Se comparan en la siguiente tabla los caudales punta obtenidos en el estudio hidrológico expuesto en anteriores apartados de este informe, con los obtenidos en el estudio hidrológico realizado para la elaboración del “Plan Global frente a Inundaciones en la Ribera del Júcar” en el marco de anteriores Convenios. Se observa que los resultados para los periodos de retorno de 25, 100 y 500 años (los calculados en anteriores trabajos) son muy similares, lo que refleja la validez de los resultados obtenidos anteriormente mediante el empleo de modelos más sencillos.

	T=500		T=100		T=25	
	Hidro. nueva	Hidro. antigua	Hidro. nueva	Hidro. antigua	Hidro. nueva	Hidro. antigua
SELLENT	1800	1750	1022	1030	516	550
ALBAIDA	3098 (5400)	3050 (5300)	1748 (2740)	1840 (2900)	669 (1563)	650 (1500)
VERDE	1251	1120	642	580	287	250
BCO. BARCHETA	958	990	543	550	266	270
CASELLA	619	600	350	340	178	170
MURTA	196	190	113	110	59	50
MAGRO	1146 (1117)	1190 (1170)	601 (565)	630 (590)	285 (247)	290 (250)

Tabla 20. Comparación de los caudales punta (m^3/s) de los principales afluentes obtenidos en el estudio hidrológico con los obtenidos en anteriores estudios

4.2. COMPARACIÓN DE CAUDALES EN LA PLANA DE INUNDACIÓN

Como se ha dicho anteriormente, se analizarán las diferencias en los caudales obtenidos en dos de las principales fronteras del modelo hidráulico de la llanura del Júcar, el ferrocarril Valencia-Almansa y la autopista A-7, debido al cambio en los hidrogramas de entrada al modelo hidráulico como consecuencia del nuevo estudio hidrológico realizado para este informe. La comparación de los caudales se va a realizar para las dos situaciones estudiadas, es decir, en situación actual y en la situación hipotética de existencia de las presas de Estubeny, Montesa y Marquesado, y para los periodos de retorno de 500, 250, 100 y 50 años. Es esperable que las diferencias sean pequeñas puesto que también son pequeñas las diferencias entre los caudales obtenidos en ambos estudios hidrológicos. Los resultados pueden verse en las siguientes tablas (tablas 21 y 22).

ACTUAL	T500		T250		T100		T50	
	Hidro. antigua	Hidro. nueva						
Fc. Valencia-Almansa	4090	3540	2990	2700	1930	1730	1290	1140
Autopista A-7	4820	4300	3390	3290	2350	2040	1580	1520

Tabla 21. Comparación de caudales con la hidrología antigua y la hidrología nueva en la situación actual

CON PRESAS	T500		T250		T100		T50	
	Hidro. antigua	Hidro. nueva						
Fc. Valencia-Almansa	2550	2930	2210	2000	1370	1330	1140	1020
Autopista A-7	2890	3010	2500	2300	1610	1540	1450	1100

Tabla 22. Comparación de caudales con la hidrología antigua y la hidrología nueva en la situación con la presas de Estubeny, Montesa y Marquesado

4.3. ANÁLISIS DEL REPARTO DE CAUDALES EN LA AUTOPISTA A-7

Como se ha comentado anteriormente, en el año 2001 se abordó una modernización del modelo hidráulico Gisplana y una nueva modelación conceptual con dicho modelo de la plana de inundación del río Júcar. Para ello se realizó una nueva cartografía de la zona a escala 1:2000 a partir de un vuelo fotogramétrico a escala 1:8000, que permitiera tener un conocimiento actual y detallado de plana inundable. Hasta esa fecha, el modelo existente de la plana del Júcar estaba basado en información actualizada al año 1997 y utilizaba 403 celdas y 959 conexiones. Esta fue la modelización utilizada para la definición de las actuaciones contempladas en el “Plan Global frente a Inundaciones en la Ribera del Júcar”. Durante la realización de los trabajos para la redacción del Plan global, se puso de manifiesto la necesidad de disponer de un modelo de mayor detalle que permitiera simular el comportamiento de la plana inundable para caudales del orden de los existentes en la situación actual (tras la construcción de la nueva presa de Tous, Escalona y Bellús), muy inferiores a los de las avenidas de 1982 y 1987 para los que se había utilizado hasta entonces el modelo. Este fue el motivo por el que se realizó un nuevo modelo conceptual hidráulico de la llanura de inundación del Júcar, acorde con la nueva cartografía existente a escala 1: 2000, con el que poder abordar las siguientes fases de estudio necesarias para el desarrollo de las actuaciones propuestas en el Plan Global. El nuevo modelo, empleado en la obtención de la cartografía de riesgo, discretiza el territorio en 2.202 celdas y establece 6.663 conexiones hidráulicas, lo que supone un notable avance sobre el antiguo modelo, y por tanto permite simular con mayor precisión y detalle las inundaciones en la plana, como requiere la menor magnitud de los caudales de avenida que podrían ocurrir en la actualidad.

Como es lógico, existen diferencias entre los resultados de una y otra modelización fruto, entre otros motivos, de la diferencia en nivel de detalle y precisión de la modelización en



cada caso, de cambios localizados en la morfología y usos del terreno o bien por diferencias sistemáticas entre las dos cartografías en las que están basados los dos modelos. La diferencia más importante se da en la zona de la autopista A-7, en la que se produce un reparto del caudal que llega hasta este punto en tres ramales, el río Júcar, la margen izquierda en dirección a la Albufera y la margen derecha por el Duch hacia la Marjal Sur. Existen diferencias significativas en los resultados de ambos modelos en cuanto al reparto de los caudales en ese punto, que podrían tener consecuencias en cuanto a la idoneidad de las actuaciones estructurales propuestas en el Plan Global.

Damos el reparto de caudales para las tres avenidas más significativas, las de 100, 250 y 500 años de periodo de retorno, tanto en la situación actual como en la hipotética con el funcionamiento de las presas de Estubeny, Montesa y Marquesado (tablas 23 y 24).

Fronteras	GisPlana antiguo (CEDEX, 1998)					
	Sin presas			Con presas		
	T100	T250	T500	T100	T250	T500
15 Jucar	1770	2050	2400	1530	1740	1840
16 Duch	460	1225	1750	35	765	900
17 Desb. M.I.	25	345	560	0	155	190
18 Albufera	50	270	585	5	40	140
20 Desb. M.D.	470	680	830	300	540	590
15+16+18	2180	3500	4680	1550	2525	2860
16+17+18	500	1750	2840	40	955	1230

Tabla 23. Caudales en el entorno de la A-7 con la modelización antigua

Fronteras	Gisplana nuevo (CEDEX, 2002)					
	Sin presas			Con presas		
	T100	T250	T500	T100	T250	T500
15 Jucar	1440	1855	2205	1240	1500	1740
16 Duch	300	710	1030	275	375	635
17 Desb. M.I.	360	595	790	150	345	520
18 Albufera	380	745	1095	235	435	650
20 Desb. M.D.	15	95	240	25	25	75
15+16+18	2040	3290	4300	1545	2300	3010
16+17+18	910	2040	2900	465	1150	1790

Tabla 24. Caudales en el entorno de la A-7 con la modelización nueva

En las tablas se muestran los siguientes caudales en el cruce con la autopista: caudal circulante en el entorno del cauce (frontera 15), caudal desbordado hacia el Duch (frontera 16) y caudal desbordado hacia la Albufera (frontera 18), así como los caudales de desbordamiento del Júcar aguas abajo de la autopista por ambas márgenes hasta el entorno de Fortaleny (fronteras 17 y 20). También se facilita el caudal total que cruza por la autopista (suma de fronteras 15, 16 y 18), así como la suma de los caudales desbordados aguas arriba de la A-7 por la margen derecha e izquierda y los desbordamientos aguas abajo de la misma por la margen izquierda (suma de las fronteras 16, 17 y 18).

Observando los resultados se pueden sacar las siguientes conclusiones:

- La cantidad total de agua que pasa por la autopista es prácticamente igual en los dos modelos, con diferencias del 5 al 10 %. Las mayores diferencias se dan en la avenida de 250 años con las presas, donde esa diferencia alcanza el 9 %, y en la de periodo de retorno de 500 años en situación actual, donde ronda el 8 %.
- La diferencia del caudal que va por el Júcar y sus márgenes más próximas entre ambos modelos, frontera 15, es relativamente pequeña, siendo siempre menor en los resultados obtenidos con el nuevo modelo. La diferencia disminuye con el periodo de retorno. Para la avenida de 100 años, tanto con las presas nuevas como sin ellas, las diferencias rondan el 15 %. Esa diferencia se reduce al 10 % para los 250 años de periodo de retorno y aún disminuye más en el caso de 500 años.
- Según los resultados del modelo antiguo, el caudal desbordado desde el Júcar aguas arriba de la autopista se dirigía en mucha mayor cuantía hacia el Duch que hacia la Albufera. Sin embargo, con la modelación nueva se obtiene que los caudales se reparten casi por igual entre los dos ramales e incluso se da el caso en que el caudal que se dirige a la Albufera es a veces algo mayor que el que va hacia el Duch.
- En cuanto a los caudales desbordados aguas abajo del cruce con la autopista A-7, los resultados de la modelación antigua indicaban que éstos eran considerablemente mayores por la margen derecha que por la izquierda, invirtiéndose la situación según los resultados obtenidos con la nueva modelación.

4.4. ESTUDIO DE LAS POSIBLES CAUSAS DE LA DIFERENCIA DEL REPARTO EN LA AUTOPISTA

A continuación se describen algunas de las posibles causas o diferencias identificadas entre los dos modelos, que podrían justificar en parte la diferencia de resultados en el reparto de caudales en la autopista obtenida entre ambos, aunque, obviamente, parte de las diferencias son debidas a la mayor precisión en la simulación del comportamiento hidráulico obtenida con el nuevo modelo.

Diferencia de cotas entre cartografías:

Se han comparado las dos cartografías, escala 1:5.000 para la modelación antigua y escala 1:2.000 para la modelación nueva, en el entorno de la autopista A-7 y cerca de los márgenes del Júcar y se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- En primer lugar hay que tener en cuenta que, debido a la diferencia de escalas entre la antigua cartografía y la nueva, 1:5000 frente a 1:2000, y la diferencia de equidistancias (5 m frente a 0,5 m), la cartografía antigua tendrá menos información y por tanto permitirá menor precisión en la modelación.
- Existe una diferencia sistemática generalizada en toda la zona de entre 20 y 30 cm (zonas amarillas, ver figura 103), siendo mayores las cotas de la cartografía usada en la modelación antigua. Por lo anterior, en todos los cambios que se vayan a

trasladar de la modelación nueva a la antigua tendremos en cuenta esta diferencia, sumando una cantidad fija media de 25 cm.

- Existen zonas localizadas cerca de la desembocadura del Magro y en las dos márgenes del Júcar, en que las que ha cambiado la morfología del terreno, y las cotas, existiendo diferencias que en algunos casos superan el metro de diferencia. Las diferencias que se producen aguas arriba de la autopista y por la margen derecha (zonas rojas y naranjas de la figura 107), son en sentido contrario a las diferencias sistemáticas comentadas anteriormente, es decir, corresponden a cotas mayores en el modelo nuevo.

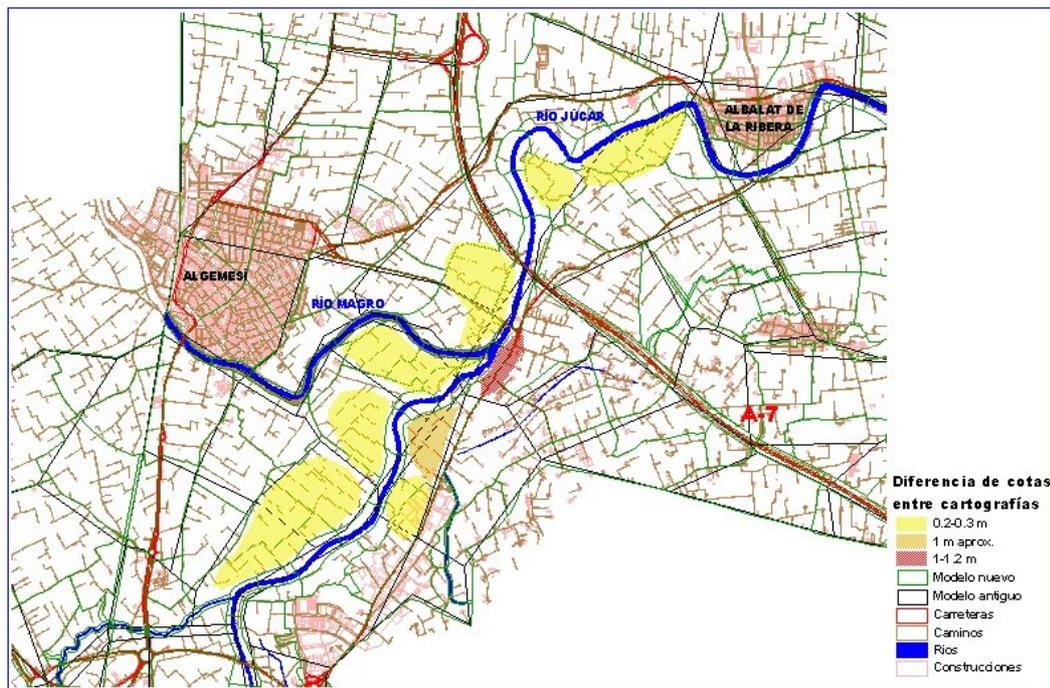


Figura 107. Diferencia de cotas entre cartografías en el entorno de la autopista A-7

Trasladando los cambios en las cotas de las conexiones del modelo nuevo al antiguo, se obtiene en el modelo antiguo un reparto en la autopista algo más parecido al obtenido con el modelo nuevo (Tabla 25).

Fronteras	GisPlana nuevo (CEDEX, 2002) sit. Actual		GisPlana antiguo (CEDEX, 1998) sit. Actual		GisPlana antiguo (CEDEX, 1998) sit. Actual, revisando las cotas de vertido de los desbordamientos del Júcar	
	T100	T500	T100	T500	T100	T500
15 Jucar	1440	2205	1770	2400	1800	2500
16 Duch	300	1030	460	1750	200	1400
18 Albufera	380	1095	50	585	200	880
15+16+18	2040	4300	2180	4680	2180	4716

Tabla 25. Caudales en el entorno de la A-7 con la modelización antigua revisando las cotas de vertido del Júcar

Como conclusión de lo anterior, las diferencias entre los repartos de caudales obtenidos con ambas modelaciones podrían estar originadas en parte por cambios en la topografía de la zona (cambios en la morfología de la zona, caminos y motas que se han construido o recrecido, etc).

Estudio de la mota:

Si comparamos los desbordamientos que se producen por la margen derecha del Júcar aguas abajo de la A-7 en los dos modelos, comprobamos que existen grandes diferencias, siendo éstos bastante considerables en el modelo antiguo y prácticamente despreciables en el nuevo. Esto es debido a la existencia de una diferencia notable en la cartografía de ambos modelos, justo aguas abajo de la autopista y antes de Albalat, debida a una diferencia en las cotas de la mota existente en la margen derecha de entre 1,5 y 2 m de altura (ver figura 108). Esta diferencia pudiera indicar que, en el tiempo que dista entre la elaboración de ambas cartografías, se ha recrecido dicha mota.

Se han trasladado las cotas de las conexiones del modelo nuevo al antiguo y se obtiene como resultado, que dejan de producirse en el modelo antiguo desbordamientos por la margen derecha y aumentan bastante los que se producen por la margen izquierda, igualándose así la situación para ambas modelos.

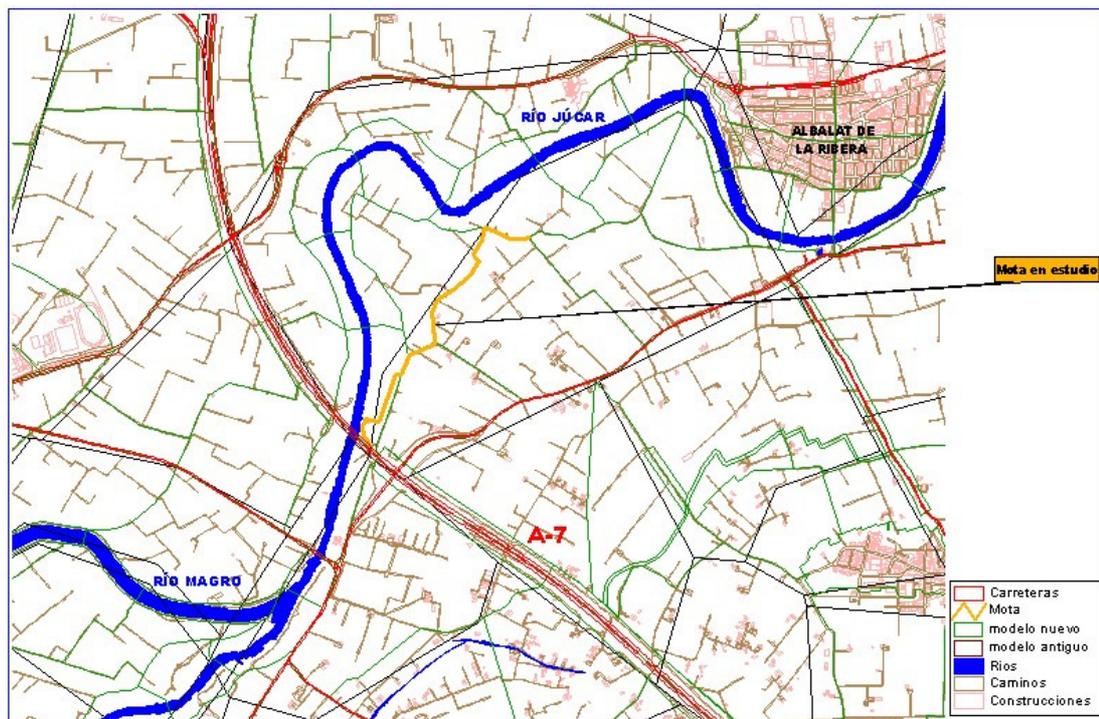


Figura 108. Mota de estudio



5. SÍNTESIS DE RESULTADOS

En el presente informe se ha realizado el estudio hidrológico e hidráulico del río Júcar aguas abajo de Tous. El objeto del estudio hidrológico ha sido determinar los hidrogramas correspondientes a avenidas de bajo periodo de retorno (1.5, 2, 5 y 10 años) en dicho río y sus afluentes, completando los resultados obtenidos en anteriores Convenios. También ha servido el estudio para verificar la bondad de los resultados obtenidos anteriormente para los periodos de retorno más altos. Otro objetivo importante ha sido calcular de forma detallada la reducción de caudales conseguida con las presas de Sellent, Montesa y Marquesado, propuestas en el “Plan Global frente a Inundaciones en la Ribera del Júcar”. En el caso de la presa de Montesa, se han realizado estudios específicos sobre la formación y evolución de las tormentas de la zona, mediante el empleo de un modelo matemático que genera lluvias convectivas mediante procedimientos estocásticos, en concreto, mediante el modelo RAINGEN desarrollado por la Universidad Politécnica de Valencia.

El objeto de la segunda parte del informe ha sido el estudio hidráulico de la plana de inundación del Júcar, a fin de evaluar el riesgo de inundación y la distribución de caudales para distintas avenidas.

- **Estudio Hidrológico:**

La zona del estudio ha sido la situada aguas abajo de Tous ya que la nueva presa de Tous produce una gran laminación haciendo que el efecto de la cuenca situada aguas arriba de la misma sea secundario en las avenidas de las Riberas del Júcar. Tampoco se ha simulado la laminación en las presas de Tous y Bellús, sustituyendo este cálculo por el empleo de los hidrogramas de vertido hallados con las normas de explotación de las respectivas presas.

Se ha empleado en la modelación hidrológica el modelo HEC-HMS, el cual se ha calibrado haciendo uso de los datos de aforos existentes, tanto de la ROEA como del SAIH y datos de referencias históricas; de tal forma que la ley de frecuencia de caudales obtenidos mediante la simulación reprodujese la de los aforos en su tramo bajo y estuviese sensiblemente de acuerdo con la indicación proporcionada por las referencias históricas en su tramo alto. La calibración se ha realizado en aquellos afluentes en los que existían datos, Sellent, Albaida y Magro, que son los tres afluentes del Júcar más importantes aguas abajo de Tous.

El resultado de la calibración ha sido la obtención de un coeficiente β que permite obtener el umbral de escorrentía calibrado a partir del que proporciona el SCS en condiciones de humedad medias. El valor de β obtenido ha sido de 2,4 para el Albaida y Magro (extrapolado al resto de cuencas), y de 1,8 para el Sellent.

Mediante el modelo hidrometeorológico se han calculado los caudales máximos de los distintos afluentes existentes aguas abajo de Tous, considerados aisladamente, para un periodo de retorno de 1.5, 2, 5, 10, 25, 50, 100, 250 y 500 años. El resultado de este cálculo, aunque no se ha empleado en la simulación hidráulica de las inundaciones de las Riberas, permite conocer el origen de los caudales que circulan por las mismas y determinar que cuencas contribuyen a la inundación en mayor medida.



Se observa como los caudales más altos se presentan en el Albaida debido a la extensión de su cuenca y a las altas intensidades de precipitación que se presentan en gran parte de la misma. El Magro, sin embargo, a pesar de tener la mayor superficie de cuenca vertiente tiene unos caudales menos importantes.

La cuenca del Sellent también contribuye de forma importante a los caudales en la plana del Júcar, hecho que se ve acrecentado por la superposición que suele presentar su hidrograma con el del Albaida. De menor importancia son los caudales del río Verde y de los distintos barrancos existentes.

También se han calculado los caudales en el Albaida correspondientes a la situación anterior a la construcción de la presa de Bellús. Se observa como la reducción de caudales es muy importante, situándose para los periodos de retorno de 50 y 500 años entorno a un 40%.

Posteriormente, se han calculado los hidrogramas de diseño que se utilizarán en el modelo hidráulico para los periodos de retorno de 1.5, 2, 5, 10, 25, 50, 100, 250 y 500 años. Los caudales del Júcar en la entrada a la plana son de 9, 20, 99, 171, 318, 480, 680, 971 y 2411 m³/s, respectivamente. En cuanto a los afluentes que confluyen con el Júcar en la plana, el que aporta los mayores caudales es el Albaida con caudales de 611, 1100, 1566, 2320 y 2888 m³/s para periodos de retorno de 25, 50, 100, 250 y 500 años, respectivamente. El siguiente en importancia es el río Magro con caudales para los periodos de retorno anteriores de 273, 410, 582, 870 y 1119 m³/s. Los caudales aportados por el río Verde son, para los mismos periodos de retorno, de 214, 343, 502, 772 y 1015 m³/s. Los distintos barrancos aportan caudales menores que oscilan entre 189 y 742 m³/s para el Bco. Barcheta, entre 121 y 463 m³/s para el Casella, y entre 36 y 137 m³/s para el Bco. Murta, para los periodos de retorno de 25 y 500 años.

Por último, se ha estimado la reducción de caudales que tendría lugar si se construyesen las presas de Estubeny y Marquesado. La estimación se ha realizado mediante la modelación de las presas en el esquema de cálculo del programa HEC-HMS.

Se observa como la reducción del caudal punta en el Magro por laminación en la presa de Marquesado es del 40%, produciéndose una disminución bastante importante del caudal punta total en el Magro, por lo que previsiblemente reducirá de forma significativa las inundaciones en la Ribera Baja. En cuanto a la presa de Estubeny reduce las puntas del hidrograma de entrada del Sellent en el Júcar hasta unos 200 m³/s, lo que supone que la contribución de este río a las inundaciones en la plana es prácticamente inexistente.

El estudio del efecto de la presa de Montesa se ha realizado mediante el empleo de tormentas obtenidas con un modelo estocástico, para que su estructura espacio-temporal sea lo más realista posible. La reducción media de caudales en el río Albaida para las 100 tormentas empleadas es de un 7%.

La comparación de los caudales obtenidos en este estudio para los periodos de retorno de 25, 100 y 500 años con los obtenidos en estudios anteriores mediante modelos más sencillos demuestra que ambos son muy similares.



- **Estudio Hidráulico:**

Se ha realizado un estudio hidráulico de la plana de inundación del río Júcar con el objeto de determinar los caudales de diseño para los que se dimensionarán las diferentes actuaciones estructurales propuestas por la CHJ en el “Plan Global frente a Inundaciones en la Ribera del Júcar”, así como determinar la inundabilidad de las diferentes zonas de la plana. La zona estudiada ha sido la comprendida entre las inmediaciones de la población de Alberique y el mar, y en la cual se abre la llanura de inundación del Júcar.

Se ha empleado el modelo GISPLANA, desarrollado por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX. El modelo consiste en la discretización en celdas de la zona de estudio y su conexión mediante conexiones hidráulicas. Las celdas no se han definido de un modo arbitrario sino que se han basado en los límites naturales y artificiales existentes en la plana (carreteras, ferrocarriles, motas, ...) y en la dirección de la propagación de la crecida. Se ha tratado, por tanto, de simular el flujo característico de la zona con el fin de conocer en cada instante el nivel en cada una de las secciones y de las celdas, y el caudal circulante por las conexiones existentes entre ellas.

El modelo utilizado ha sido el elaborado para la obtención de la cartografía de riesgo de la plana del Júcar. Ese modelo discretiza el territorio en 2.202 celdas y establece 6.663 conexiones hidráulicas de tipo cauce, vertido y carga, lo que supone un notable avance sobre el antiguo modelo, que empleaba 402 celdas y 959 conexiones, y por tanto permite simular con mayor precisión y detalle las inundaciones en la plana.

Para facilitar la obtención de resultados se han definido una serie de agrupaciones de celdas (grupos) y de conexiones (fronteras) que permiten conocer directamente los volúmenes almacenados en diversas zonas de la plana y el caudal total que circula en un instante determinado a través de determinadas secciones de la misma, respectivamente.

Los caudales introducidos en el modelo hidráulico están definidos por los hidrogramas del Júcar y de varios afluentes en el punto en que entran en la plana. Estos hidrogramas fueron determinados en el estudio hidrológico.

En primer lugar, se ha realizado la simulación hidráulica de la plana en la situación actual lo que ha permitido evaluar el problema de las inundaciones existente hoy en día en las Riberas del Júcar. Posteriormente, se ha realizado la simulación de la situación correspondiente a la construcción de las presas de Estubeny, Montesa y Marquesado. Para realizar estas simulaciones, se han considerado las avenidas de periodo de retorno 25, 50, 100 y 250 años.

La comparación de los resultados de la modelación hidráulica con los que se obtuvieron con el modelo empleado para la elaboración del Plan Global, pone de manifiesto la existencia de diferencias entre los resultados de una y otra modelación fruto, entre otros motivos, de la diferencia en nivel de detalle y precisión de la modelación en cada caso, de cambios localizados en la morfología y usos del terreno o bien por diferencias sistemáticas entre las dos cartografías en las que están basados los dos modelos. La diferencia más importante se da en la zona de la autopista A-7, en la que se produce un reparto del caudal



CEDEX

que llega hasta este punto en tres ramales, el río Júcar, la margen izquierda en dirección a la Albufera y la margen derecha por el Duch hacia la Marjal Sur. Existen diferencias significativas en los resultados de ambos modelos en cuanto al reparto de los caudales en ese punto, que podrían tener consecuencias en cuanto a la idoneidad de las actuaciones estructurales propuestas en el Plan Global.

Se han analizado posibles causas para las diferencias en el reparto de caudales en el entorno de la autopista A-7 aunque, obviamente, parte de las diferencias son debidas a la mayor precisión en la simulación del comportamiento hidráulico obtenida con el nuevo modelo. Entre las posibles causas podrían figurar los cambios en la topografía de la zona (cambios en la morfología de la zona, caminos y motas que se han construido o recrecido, etc) aguas arriba de la autopista A-7, y el posible recrecimiento del camino existente en la margen derecha del río Júcar inmediatamente aguas abajo del cruce con la autopista.

Madrid, Abril de 2006

El Director del trabajo,

Vº Bº

Fdo.: Antonio Jiménez Álvarez
Coordinador de Programa

Fdo.: Juan Manuel Ruiz García
Director del Centro de Estudios Hidrográficos