

Proyecto Fin de Máster
Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Estudio hidrológico y de planificación del embalse
del Jarrama

Autor: Blanca María Sevilla Córdoba

Tutor: Isabel Clara Rodríguez Medina

Dep. Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de
Fluidos

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2017



Proyecto Fin de Máster
Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Estudio hidrológico y de planificación del embalse del Jarrama

Autor:

Blanca María Sevilla Córdoba

Tutor:

Isabel Clara Rodríguez Medina

Profesor titular

Dep. de Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de Fluidos

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2017

Proyecto Fin de Máster: Estudio hidrológico y de planificación del embalse del Jarrama

Autor: Blanca María Sevilla Córdoba

Tutor: Isabel Clara Rodríguez Medina

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2017

El Secretario del Tribunal

A mi familia

A mis maestros

Agradecimientos

A mi padre, porque sin él no sería lo que soy ahora y lo que soy es lo que me ha hecho llegar hasta aquí.

Blanca Sevilla Córdoba

Sevilla, 2017

Agradecimientos	ix
Índice	xi
Índice de Tablas	xiii
Índice de Imágenes	xvi
1. Objeto del estudio	1
2. Antecedentes	2
2.1. <i>Construcción de la presa</i>	4
2.2. <i>Antecedentes administrativos</i>	5
2.3. <i>Antecedentes hidrológicos</i>	6
2.3.1. Inundaciones históricas	6
2.3.2. Series de aportaciones históricas al embalse	8
3. Marco normativo	10
3.1. <i>Normativa aplicable al estudio hidrológico</i>	10
3.2. <i>Normativa aplicable al estudio de planificación</i>	11
4. Caracterización del medio físico y biótico	13
4.1. <i>Ámbito administrativo</i>	13
4.2. <i>Litología y relieve</i>	14
4.3. <i>Climatología</i>	16
4.4. <i>Usos del suelo</i>	18
4.5. <i>Hidrografía</i>	20
4.6. <i>Cartografía</i>	22
4.7. <i>Bienes y espacios protegidos</i>	23
4.8. <i>Vegetación y fauna</i>	24
5. Estudio hidrológico	25
5.1. <i>Caracterización morfológica e hidrológica de la cuenca de aportación</i>	25
5.1.1. División en subcuencas	25
5.1.2. Parámetros generales	26
5.1.3. Parámetros de elevación del terreno	27
5.1.4. Parámetros de forma	28
5.1.5. Parámetros de la red de drenaje	28
5.1.6. Pendiente media de la cuenca	29
5.1.7. Curva hipsométrica	30
5.1.8. Histograma de frecuencias altimétricas	31
5.2. <i>Tiempo de concentración</i>	32
5.3. <i>Determinación de la tormenta de diseño</i>	33
5.3.1. Periodos de retorno a estudiar	33
5.3.2. Tratamiento de datos pluviométricos	34
5.3.3. Validación de las series anuales de precipitación máxima diaria	38
5.3.4. Test de Kolmogorov-Smirnoff	38
5.3.5. Ajustes extremales	39
5.3.6. Precipitaciones máximas asociadas a subcuencas	41

5.3.7.	Curvas IDF de la cuenca	43
5.3.8.	Definición de la forma y duración del hietograma	46
5.3.9.	Factor de simultaneidad y de mayoración por precipitación en 24 horas	47
5.3.10.	Hietogramas de cálculo	47
5.4.	<i>Precipitación efectiva</i>	48
5.4.1.	Umbral de escorrentía y número de curva	48
5.4.2.	Cálculo del hietograma de precipitación efectiva	51
5.5.	<i>Hidrogramas de la Cuenca vertiente</i>	52
5.5.1.	Método Racional Modificado + Hidrograma Unitario del SCS	52
5.5.2.	Método del Hietograma Unitario Triangular (HUT)	57
5.5.3.	Simulación en HEC-HMS	60
5.5.4.	Comparación de resultados	63
6.	Estudio de planificación	64
6.1.	<i>Modelado del Sistema en AQUATOOL</i>	64
6.1.1.	Aportaciones intermedias	65
6.1.2.	Embalses	65
6.1.3.	Unidades de demanda	66
6.1.4.	Conducciones	68
6.1.5.	Simplificaciones introducidas en el modelo	68
6.2.	<i>Horizontes temporales considerados</i>	69
6.3.	<i>Cálculo de aportaciones</i>	69
6.4.	<i>Demanda urbana</i>	73
6.4.1.	Definición de las unidades de demanda urbana	73
6.4.2.	Estudio de población	75
6.4.3.	Dotaciones	80
6.4.4.	Cálculo de demanda urbana	81
6.5.	<i>Demanda de riego</i>	81
6.5.1.	Unidades de demanda de riego	81
6.5.2.	Estudio agronómico	83
6.5.3.	Evolución de los cultivos	89
6.6.	<i>Demanda ganadera</i>	91
6.7.	<i>Otras demandas</i>	94
6.8.	<i>Resultados de la simulación</i>	95
6.8.1.	Horizonte futuro 1 (2021)	96
6.8.2.	Horizonte futuro 2 (2033)	101
6.8.3.	Conclusiones de la simulación	105
6.9.	<i>Conclusiones del estudio</i>	106
7.	Bibliografía	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 – Características del embalse del Jarrama	3
Tabla 2 – Demandas abastecidas por el Embalse del Jarrama	5
Tabla 3 – Inundaciones históricas en el entorno del Río Tinto (CNIH)	7
Tabla 4 – Características de la serie de aportaciones al embalse del Jarrama	8
Tabla 5 - Aportación máxima anual registrada en el embalse del Jarrama	9
Tabla 6 - Unidades litológicas presentes en la cuenca vertiente del embalse del Jarrama	14
Tabla 7- Tabla climática de la zona de estudio (Nerva)	17
Tabla 8 – Usos del suelo presentes en la cuenca de estudio	20
Tabla 9 – Superficie correspondiente a las subcuencas consideradas	25
Tabla 10 – Parámetros generales de la cuenca de estudio	26
Tabla 11 – Parámetros de elevación de la cuenca de estudio	27
Tabla 12 – Formulación para obtener los parámetros de forma	28
Tabla 13 – Parámetros de forma de la cuenca de estudio	28
Tabla 14 – Parámetros de la red de drenaje de la cuenca de estudio	29
Tabla 15 – Pendiente de la cuenca de estudio	29
Tabla 16 - Histograma de frecuencias altimétricas de la cuenca vertiente	31
Tabla 17 – Fórmulas empíricas para el cálculo del tiempo de concentración	32
Tabla 18 – Tiempos de concentración obtenidos por las diferentes fórmulas empíricas	32
Tabla 19 - Periodo de retorno según categoría para AP y AE (SPANCOLD)	33
Tabla 20 – Módulos pluviométricos medios de las estaciones consideradas	35
Tabla 21 – Valores de precipitación máxima diaria tras el completado de series pluviométricas	37
Tabla 22 – Validación de las series anuales de precipitación máxima diaria	38
Tabla 23 – Comparación de resultados obtenidos por Gumbel y SQRT-ET MAX	41
Tabla 24 – Pesos de las diferentes estaciones en las cuencas de estudio	42
Tabla 25 - Precipitación máxima diaria para las cuencas de estudio	43
Tabla 26 – Coeficientes de relación con la precipitación máxima en 24 horas	44
Tabla 27 – Efecto de la duración de la tormenta en el hidrograma resultante	46
Tabla 28 - Factor de simultaneidad para cada cuenca	47
Tabla 29 – Valores medios de P_0 para las cuencas de estudio	49
Tabla 30 – Criterio de clasificación en función de la lluvia en los últimos 5 días	50
Tabla 31 – Parámetros que definen las subcuencas del modelo	50
Tabla 32 - Caudales punta obtenidos por el método racional modificado	54
Tabla 33 – Parámetros que definen el HUT de la cuenca de estudio	58
Tabla 34 – Caudal punta obtenidos por el método del HUT	59
Tabla 35 – Caudales punta obtenidos mediante la simulación en HEC-HMS	62
Tabla 36 - Comparación de hidrogramas obtenidos	63

Tabla 37 – Parámetros que definen los embalses del modelo	66
Tabla 38 – Unidades de demanda incluidas en el modelo	67
Tabla 39 - Coeficientes de retorno para los diferentes tipos de demandas (PHDHTOP)	67
Tabla 40 - Niveles de garantía por tipo de demanda (IPH)	68
Tabla 41 – Valores característicos para el método de las cuencas afines	70
Tabla 42 – Aportación media a los embalses de estudio	71
Tabla 43 – Unidades de Demanda Urbana	73
Tabla 44 – Parámetros estadísticos para la fórmula de crecimiento del MOPU	76
Tabla 45 – Tasas de variación anual para el modelo de crecimiento lineal	76
Tabla 46 – Resultados de población proyectada mediante distintas metodologías	77
Tabla 47 – Coeficientes de estacionalidad	78
Tabla 48 – Plazas Hoteleras (PH) y destinadas al Turismo Rural (TR) por municipios	79
Tabla 49 - Nivel de ocupación por tipo de alojamiento turístico	80
Tabla 50 - Población equivalente total	80
Tabla 51 – Dotaciones para uso doméstico propuestas por el PHDHTOP	81
Tabla 52 - Demandas mensuales y anuales por UDU	81
Tabla 53 – Caracterización de la UDA Andévalo 1	82
Tabla 54 – Coeficientes de cultivo (Kc) mensuales	85
Tabla 55 – ETo y ETc de los cultivos estudiados	85
Tabla 56 – Precipitación total y efectiva media mensual en mm	87
Tabla 57 – Valores de eficiencia de riego propuestos por el PHDHTOP	87
Tabla 58 – Cálculo de la eficiencia global por tipo de cultivo	88
Tabla 59 – Necesidades Hídricas Netas y Brutas de los cultivos estudiados	88
Tabla 60 – Evolución de las superficies dedicadas al cultivo en la provincia de Huelva	89
Tabla 61 – Superficies de cultivo para los horizontes considerados	90
Tabla 62 – Tabla resumen de demandas de riego	91
Tabla 63 – Número de cabezas de ganado registrados en los censos ganaderos de 1999 y 2009	92
Tabla 64 – Proyección de las cabezas de ganado en los horizontes considerados	93
Tabla 65 - Dotaciones de agua para uso ganadero	93
Tabla 66 – Cálculo de la demanda ganadera para los horizontes considerados	94
Tabla 67 - Demanda de uso recreativo	95
Tabla 68 – Unidades de demanda incluidas en el modelo	96
Tabla 69 – Resultados de la simulación M1 para el horizonte 2021	96
Tabla 70 – Garantías para las UDUs del Modelo 2 en el horizonte 2021	99
Tabla 71 – Garantías para el resto de usos del Modelo 2 para el horizonte 2021	99
Tabla 72 – Resultados de la simulación M1 para el horizonte 2033	101
Tabla 73 – Garantías para las UDUs del Modelo 2 en el horizonte 2033	103
Tabla 74 – Garantías para el resto de usos del Modelo 2 para el horizonte 2017	103
Tabla 75 – Resultados de las simulaciones realizadas en AQUATOOL	105

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1 – Presa del Jarrama	2
Imagen 2 – Situación del embalse del Jarrama	5
Imagen 3 - Términos municipales afectados por la cuenca vertiente al embalse del Jarrama	13
Imagen 4 – Relieve de la cuenca de estudio	15
Imagen 5 – Unidades litológicas presentes en la cuenca vertiente al embalse del Jarrama	15
Imagen 6 – Encuadre climático	16
Imagen 7 – Climograma y gráfico de temperaturas de la zona de estudio (Nerva)	17
Imagen 8 – Usos del suelo en la cuenca vertiente (Nivel 1)	18
Imagen 9 - Usos del suelo en la cuenca vertiente (Nivel 2)	19
Imagen 10 - Usos del suelo en la cuenca vertiente (Nivel 3)	19
Imagen 11 - Red hidrográfica de la cuenca del río Jarrama	21
Imagen 12 - Jerarquía de la red hidrográfica de la cuenca del río Jarrama	21
Imagen 13 – Hojas cartográficas en las que se encuentra la cuenca de estudio	22
Imagen 14 – Espacios y bienes protegidos	23
Imagen 15 - División en subcuencas	26
Imagen 16 – Altimetría de las cuencas de estudio	27
Imagen 17 – Estaciones meteorológicas seleccionadas	34
Imagen 18 – Polígonos de Thiessen de las estaciones consideradas	42
Imagen 19 – Valores de Po para las cuencas de estudio	49
Imagen 20 – HUT de Témez	57
Imagen 21 – Efecto del tránsito a lo largo de un canal o un río	60
Imagen 22 – Esquema de la cuenca vertiente en HEC-HMS	61
Imagen 23 – Esquema del sistema completo	65
Imagen 24 – Esquemas de los modelos 1 y 2	69
Imagen 25 – Poblaciones incluidas en el sistema considerado	74
Imagen 26 – Unidades de demanda Urbana	74
Imagen 27 – Cultivos principales de la IUDA Andévalo 1	83
Imagen 28 – Ubicación de la estación meteorológica “Valverde del Camino”	84
Imagen 29 – Situación de las estaciones meteorológicas respecto a la zona de cultivo	86
Imagen 30 – Inclusión del embalse del Jarrama como apoyo al Modelo 1	97
Imagen 31 -Evolución del embalse de Los Silillos con y sin el apoyo del embalse del Jarrama	98
Imagen 32 – Evolución del embalse de Beas en el horizonte 2021	98
Imagen 33 – Evolución de los embalses de Nerva y Jarrama para el horizonte 2021	100
Imagen 34 -Evolución del embalse de Los Silillos con y sin el apoyo del embalse del Jarrama	102
Imagen 35 – Evolución del embalse de Beas en el horizonte 2021	103
Imagen 36 – Evolución de los embalses de Nerva y Jarrama para el horizonte 2033	104

1. OBJETO DEL ESTUDIO

El presente trabajo tiene como objetivo el estudio del embalse del Jarrama, situado en los términos municipales de El Madroño (Sevilla) y Nerva (Huelva). Con este fin, se desarrollarán dos fases:

En un primer momento se llevará a cabo un estudio hidrológico de la cuenca vertiente al embalse, que culminará con el cálculo de los hidrogramas de avenida correspondientes a los periodos de retorno de 2,5,10,25,50,100,500,1.000, 5.000 y 10.000 años. Con esto se pretende analizar la respuesta de la cuenca frente a situaciones extremas de diversa magnitud.

A continuación, se desarrollará un estudio de planificación del sistema protagonizado por dicho embalse, a fin de analizar su comportamiento como fuente de recursos hídricos. Esta fase del estudio permitirá determinar si el embalse cuenta con capacidad suficiente para satisfacer las demandas que de él dependen, siempre de acuerdo a los criterios de garantía establecidos.

Este trabajo se desarrolla en forma de estudio en el presente documento, presentándose además los cálculos y la información gráfica necesaria para el desarrollo del mismo en los siguientes documentos anexos:

- Anexo 1. Cálculo de las Características de la Cuenca
- Anexo 2. Cálculo del Tiempo de Concentración de la Cuenca
- Anexo 3. Tratamiento de Datos Pluviométricos
- Anexo 4. Ajustes Extremales de Precipitaciones
- Anexo 5. Precipitaciones Máximas Asociadas a Subcuencas
- Anexo 6. Cálculo de las Curvas IDF de la Cuenca
- Anexo 7. Hietogramas de Cálculo
- Anexo 8. Hietogramas de Precipitación Efectiva
- Anexo 9. Modelado de la Cuenca en HEC-HMS
- Anexo 10. Hidrogramas de la Cuenca Vertiente
- Anexo 11. Modelado del Sistema en AQUATOOL
- Anexo 12. Cálculo de Aportaciones
- Anexo 13. Demanda Urbana
- Anexo 14. Demanda Agraria
- Anexo 15. Planos

2. ANTECEDENTES

En este capítulo se presentan los antecedentes que dieron lugar a la construcción de la Presa del Jarrama, así como la evolución histórica de las aportaciones y avenidas sucedidas en el ámbito de estudio y las inmediaciones del mismo.

Con sus 42,64 hm³ de capacidad, el embalse del Jarrama se encuentra repartido entre los términos municipales de El Madroño (provincia de Sevilla) y Nerva (provincia de Huelva), encuadrado en un espacio de gran belleza natural y rodeado por impresionantes montañas y cerros de gran valor natural y paisajístico, como pueden ser la Sierra de la Jabata, Cerro del Charco Rebudio, Cerro del Montón de Trigo y Cañada de los Molineros entre otras.

Este embalse se nutre del agua del Jarrama, afluente del río Tinto. No obstante, sus aguas no se encuentran contaminadas por la actividad minera, lo que las hace muy apreciadas al ser aptas para el consumo humano y para la agricultura de regadío. Se trata de una presa de materiales sueltos con núcleo de arcilla que alcanza una altura de 42 m desde su cimiento y planta curva.



Imagen 1 – Presa del Jarrama

En la siguiente tabla se incluyen las características de la presa y su cerrada.

Provincia	Huelva-Sevilla.	
Cuenca Hidrográfica	Tinto.	
Superficie de la cuenca	163,4 km ²	
Volumen del embalse	42,64 hm ³	
Volumen regulado	22 hm ³	
Tipo de presa	Materiales sueltos con núcleo de arcilla	
Planta	Curva, de radio 1.000 m.	
Altura	42 m	
Longitud de coronación	291,510	
Taludes de espaldones	2/1 y 3/1 aguas arriba	
	2/1 aguas abajo	
Volumen de materiales	595.036 m ³	
Aliviadero	Posición	Margen derecha
	Tipología	Labio fijo perfil Creager
	Capacidad a N.M. N	463 m ³ /s
Desagües de fondo	Conducciones	2 tuberías ø 10000 mm
	Capacidad	16 m ³ /s
Galería de desvíos	Medio punto de 5x5 m	
Caudal de diseño	197 m ³ /s	
Periodo de retorno de la avenida de cálculo	500 años.	

Tabla 1 – Características del embalse del Jarrama

2.1. Construcción de la presa

La regulación del río Jarama, afluente del Tinto, constituía una preocupación histórica para la Confederación Hidrográfica del Guadiana, que ya en febrero de 1965 redactó el Plan de Regulación Tinto-Odiel, donde se recogía la posibilidad de construir la Presa del Jarama como parte de esta regulación. La necesidad de abastecer las demandas de regadío y urbanas de la cuenca del Tinto, así como el carácter contaminado de las aguas del mismo, obligó a recurrir a sus afluentes a fin de cumplir con las garantías estipuladas.

En 1989 la compañía agrícola Riotinto Fruit, S.S. solicitó ante la Comisaría de Aguas de la Confederación Hidrográfica del Guadiana una concesión sobre el río Jarama, a fin de proporcionar agua para el riego de unas 3.000 Ha aproximadamente, situadas en la zona correspondiente a la Cuenca Minera de Huelva. En el Proyecto de Concesión se proponía la construcción de una presa como medida óptima para la captación y regulación del agua para el riego. Esta propuesta, reforzada por el déficit hídrico existente en los pueblos de la zona en las épocas más secas del año, incentivó la inclusión de la Presa del Jarama entre las Obras de Interés General recogidas en el R.D. Ley 3/1992, por el que se adoptan medidas urgentes para reparar los efectos producidos por la sequía.

Finalmente, en febrero de 1996 dieron comienzo las obras de la presa, que vieron su fin en 1998. No obstante, no fue hasta un año después, en 1999, cuando tuvo lugar la inauguración del embalse.

Desde entonces y hasta la actualidad se han empleado las aguas embalsadas para el abastecimiento de la población y el riego de los cultivos cercanos a la presa. En la Tabla 2 se recogen los municipios y zonas de cultivo que se abastecen de las aguas embalsadas gracias a la presa del Jarama.

Demanda urbana	
Municipio	Nº de habitantes
Berrocal	331
Campillo (El)	2.072
Campofrío	708
Granada de Río-Tinto (La)	191
Minas de Riotinto	3.974
Zalamea la Real	3.178
El Madroño	296
Nerva	5.474
Valverde del Camino	12.857
Beas	4.272
Demanda de Riego	
Región agrícola	Área (Ha)
Condado Andévalo 1	1.781

Demanda Ganadera	
Comarca ganadera	Cabezas de ganado
Andévalo Oriental	11.816
Demanda Recreativa	
Demanda recreativa	Nº de hoyos
Club de Golf Riotinto	9

Tabla 2 – Demandas abastecidas por el Embalse del Jarrama

2.2. Antecedentes administrativos

El río Jarrama es un afluente del Tinto situado en la zona nororiental de la cuenca del mismo, encuadrado en la Demarcación Hidrográfica del Tinto, Odiel y Piedras. El ámbito territorial de esta demarcación incluye, de acuerdo a lo establecido en el **Decreto 357/2009, de 20 de octubre de la Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía**, el territorio de las cuencas hidrográficas de los ríos Tinto, Odiel y Piedras y las intercuenas con vertido directo al Atlántico desde los límites de los términos municipales de Palos de la Frontera y Lucena del Puerto (Torre del Loro) hasta los límites de los términos municipales de Isla Cristina y Lepe, así como las aguas de transición a ellas asociadas. Además se incluyen también dentro de la misma las aguas costeras comprendidas entre la línea con orientación 177º que pasa por el límite costero entre los términos municipales de Isla Cristina y Lepe, y la línea con orientación 213º que pasa por la Torre del Loro.

La DHTOP está formada por un único sistema de explotación, denominado Sistema de Explotación Huelva (SEH), de acuerdo a lo establecido en el plan hidrológico de cuenca.



Imagen 2 – Situación del embalse del Jarrama

Esta demarcación depende de la Consejería de Medio Ambiente y Ordenación del Territorio de la Junta de Andalucía, estando sus competencias divididas entre la Dirección General de Planificación y Gestión del Dominio Público Hidráulico, encargada de la elaboración de los planes hidrológicos, y la Dirección General de Infraestructuras y Explotación del Agua, la cual se ocupa de la gestión de los recursos pertenecientes a la misma.

No obstante, las competencias sobre las cuencas intracomunitarias andaluzas vertientes al litoral atlántico han sufrido cambios administrativos a lo largo del tiempo. En un primer momento, estas se encontraban repartidas entre las confederaciones hidrográficas del Guadalquivir y del Guadiana de la siguiente forma:

- Las cuencas pertenecientes a los ríos Guadalete y Barbate eran gestionadas por la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir.
- Las cuencas de los ríos Tinto, Odiel y Piedras, así como aquellas cuencas andaluzas vertientes a las aguas de transición del tramo internacional del río Guadiana hasta su desembocadura en el Atlántico (siempre que estas no afecten a otras comunidades autónomas) eran competencia de la Confederación Hidrográfica del Guadiana.

En 2005, el **Real Decreto 1560/2005, de 23 de diciembre** aprueba el traspaso de funciones y servicios del Estado a la Comunidad Autónoma de Andalucía en materia de recursos y aprovechamientos hidráulicos correspondientes a las cuencas andaluzas vertientes al Litoral Atlántico. Se creó entonces la Agencia Andaluza del Agua como un organismo autónomo que dependía de la Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía, y tenía como labor coordinar y desarrollar todas las competencias de ésta en asuntos de aguas. Por primera vez en su historia, con la creación de esta agencia, Andalucía contaba con los recursos necesarios para desarrollar políticas de aguas adecuadas sobre los principios de sostenibilidad, calidad, garantía de abastecimiento y respeto al medio ambiente.

Tras la desaparición de la Agencia del Agua en 2011, sus competencias quedaron integradas en la Consejería de Medio Ambiente y Ordenación del Territorio.

2.3. Antecedentes hidrológicos

2.3.1. Inundaciones históricas

A fin de realizar una caracterización exhaustiva del ámbito de estudio, es conveniente conocer las inundaciones históricas que han tenido lugar en el mismo. Para ello se ha recurrido a la información proporcionada por el Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas (CNIH), que recoge en forma de fichas las crecidas que han tenido lugar en las diferentes demarcaciones españolas.

Las inundaciones son eventos naturales que tienen lugar de una forma puntual en las zonas deprimidas del terreno, bien en áreas fluviales o aluviales, donde se producen la mayoría de ellas, bien en áreas costeras. Las inundaciones fluviales y aluviales corresponden a una serie de fenómenos que ocurren durante los periodos de crecida fluvial y que tienen lugar como respuesta a fuertes precipitaciones, deshielo o actividades antrópicas.

De acuerdo a los registros disponibles, en la zona perteneciente a las inmediaciones del embalse del Jarrama, así como la situada aguas arriba del mismo no se han producido inundaciones históricas importantes con entidad suficiente como para ser incluidas en los archivos.

Esta zona constituye no obstante una excepción, ya que en la totalidad de la demarcación y concretamente a lo largo del cauce del Río Tinto y su desembocadura, sí que se registran gran cantidad de inundaciones. Existen de hecho varios municipios ribereños (Gibraleón, Niebla, San Juan del Puerto, Moguer y Palos de la Frontera), además de la capital (Huelva), que poseen zonas de riesgo o lo son en su totalidad. Las inundaciones históricas más destacadas ocurridas en las inmediaciones del río Tinto se incluyen en la Tabla 3.

Se observa que, si bien las inundaciones en la zona de Huelva son frecuentes, estas se deben principalmente a lluvias in situ combinadas con mareas altas, mientras que los desbordamientos registrados del propio río Tinto y sus afluentes son escasos. A esto hay que sumarle el hecho de que estos fenómenos se centran en la zona sur de su cauce, quedando por tanto el embalse del Jarrama y su cuenca vertiente fuera de la zona de riesgo potencial de inundaciones.

Fecha	Municipios afectados	Tipo	Daños y observaciones
Enero 1941	San Juan del Puerto y Moguer	Desbordamiento del río Tinto	Corte de carreteras. Daños a viviendas y cultivos.
Invierno de 1947	-	Desbordamiento del río Tinto	Grandes desperfectos en cultivos y viviendas
Enero de 1962	Huelva	Lluvia torrencial “in situ”	Se hundieron dos casas, muriendo tres caballos. Cortes de tráfico.
Febrero de 1964	Huelva	Lluvia torrencial “in situ”	Corte de tráfico en toda la ciudad
1965	Huelva	Lluvia torrencial “in situ” y mareas	Derrumbe de dos pisos
Noviembre de 1967	Huelva	Lluvia torrencial “in situ” y mareas	Daños en viviendas
Mar. y Nov. 1968	Huelva	Lluvia torrencial “in situ” y mareas	Daños en viviendas
Marzo 1969	Huelva	Lluvia torrencial “in situ” y mareas	Daños en viviendas
Octubre 1972	Huelva	Lluvia torrencial “in situ”	Daños en viviendas
Enero 1977	Huelva	Lluvia torrencial “in situ”	Daños en viviendas
Enero 1978	Lepe, Beas, Triguerras, San Juan del Puerto	Desbordamiento de los arroyos Triguerras, Canillas, Salinero, Pozo del Pilar, Valdemedio, Valleforero, Gaga	Grandes daños materiales
Diciembre 1979	San Juan el Puerto, Niebla	Desbordamiento de los arroyos Brejillo, Canillas, Saliner y del Río Tinto	San Juan del Puerto fue declarada zona catastrófica, Niebla quedó inundada.
Noviembre 1983	San Juan del Puerto y Palma del Condado	Temporal y desbordamiento de los arroyos Brejillo, Canillas, Salinero, Cañadas y Alamillo	En San Juan del Puerto se originaron inundaciones durante 10 días, alcanzando el agua 1.70 m. sobre su nivel normal. Fue declarada zona catastrófica En Palma del Condado daños en viviendas y caminos
Diciembre 1983	Niebla	Desbordamiento del río Tinto	Daños en viviendas y cultivos

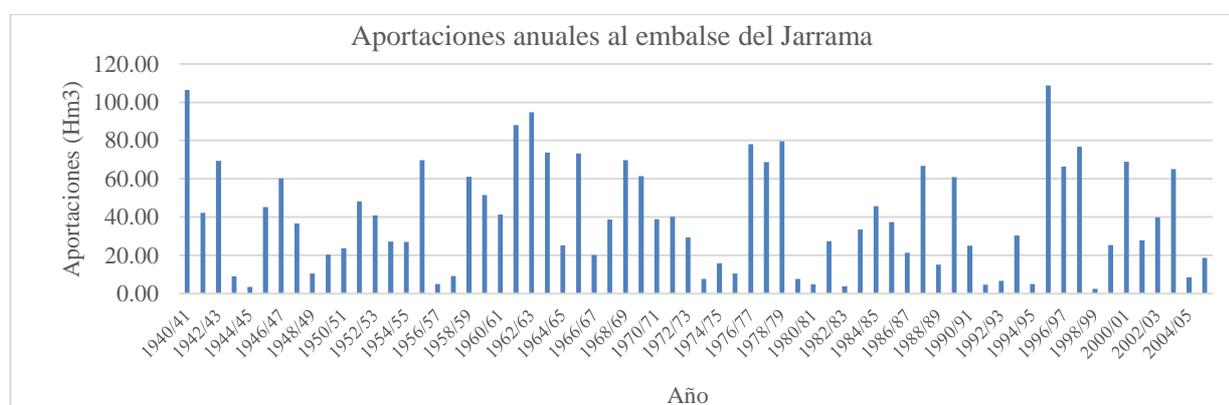
Tabla 3 – Inundaciones históricas en el entorno del Río Tinto (CNIH)

2.3.2. Series de aportaciones históricas al embalse

Dado que uno de los principales objetivos del presente documento consiste en la determinación de los caudales y aportaciones que llegan al embalse del Jarrama, resulta conveniente conocer la evolución histórica de los mismos, de acuerdo a las fuentes de datos de las que se dispone. Se recopilan dos etapas de recogida de datos en cuanto a las aportaciones anuales al embalse del Jarrama:

1. Periodo 1940-2005

El Plan Hidrológico del Tinto, Odiel y Piedras (correspondiente al ciclo de planificación 2009-2015) recoge, en el Apéndice 2.2. del **Capítulo II: Inventario de Recursos Hídricos**, las series de aportación en diversos puntos representativos de la demarcación. En la Gráfica 1 se muestran las aportaciones anuales correspondientes a las series estudiadas. En ella se observa claramente la alternancia de periodos secos con otros más húmedos.



Gráfica 1 - Aportaciones anuales de embalse del Jarrama

La aportación anual máxima registrada es de 108 Hm³ y tuvo lugar en el año hidrológico 1996/97. Frente a este, se encuentra el periodo 1944/45, como el más seco registrado.

Aportaciones al embalse del Jarrama													
	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Total
Promedio	2,5	3,6	7,6	8,9	7,2	5,7	3,1	1,1	0,1	0,0	0,0	0,2	39,8
Máximo	22,8	20,4	44,1	60,0	27,9	26,0	16,3	8,3	2,2	0,0	0,1	2,1	108,8
Mínimo	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,5
Percentil 10	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,8
Percentil 90	7,2	10,0	24,7	20,5	20,4	16,2	8,2	4,0	0,3	0,0	0,0	0,4	75,2
Mediana	0,3	1,3	1,8	3,7	3,4	2,7	1,1	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	37,1
Desv. típica	4,6	4,8	10,9	12,7	8,3	6,6	4,2	1,9	0,3	0,0	0,0	0,4	28,0

Tabla 4 – Características de la serie de aportaciones al embalse del Jarrama

La aportación mensual promedio es de 39,8 Hm³/mes. Se observa que las aportaciones son bastante abundantes en términos generales. Es notable el contraste entre los meses invernales y estivales, propio del clima de la zona. En los meses de verano las aportaciones son prácticamente nulas, hecho que se compensa no obstante con la abundancia de las mismas correspondientes a los meses de invierno.

2. Periodo 2001-2013

En el archivo técnico de la presa se encuentran datos del embalse desde el año 2001 que permiten conocer las aportaciones diarias. A continuación, se muestran las aportaciones diarias máximas registradas correspondientes a este periodo.

Año	Aportación máxima anual (Hm³/día)
2001	7,5
2002	6,5
2003	5,6
2004	15,0
2005	0,2
2006	6,5
2007	2,6
2008	7,2
2009	12,2
2010	15,8
2011	7,7
2012	2,3
2013	5,9

Tabla 5 - Aportación máxima anual registrada en el embalse del Jarrama

Como se observa en la Tabla 5, la máxima aportación diaria tiene lugar en el año 2010, cuando se alcanzan los 15,8 Hm³ al día. En 2005 no obstante, la máxima registrada es una aportación de 0,2 Hm³ al día.

3. MARCO NORMATIVO

3.1. Normativa aplicable al estudio hidrológico

El 31 de marzo de 1967 se aprueba la **Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas**, la cual recoge en su artículo 14 las siguientes indicaciones referentes al estudio hidrológico.

“[...]

14.2. *En relación con los caudales que tengan que considerarse, habrá que incluirse una recopilación de datos históricos.*

14.3. *El estudio hidrológico no se limitará al análisis de los caudales del río, sino que habrá que evaluar sus causas determinantes: precipitaciones, escorrentías, fisiografía, etc.*

14.4. *La información obtenida tanto referente a las causas climatológicas, lluvias, etc., como sus efectos, caudales, aportaciones, hidrogramas, etc., habrá que contrastarse por correlación con otras cuencas, cuando entre ambas no existan condiciones variantes sensibles, como son: posición fisiográfica del valle, naturaleza geológica y vegetal de la superficie determinante de escorrentías, morfología del cauce, etc.*

14.5. *Se procurará establecer una función entre periodos de recurrencias, a la cual habrá que llegar por extrapolación estadística del régimen del río observado directamente, o por deducción mediante la aplicación de coeficientes adecuados a la superficie de la cuenca receptora, íntimamente unidos a sus características altimétricas, climatológicas, geológicas, fisiográficas, etc. Cuando ambos procedimientos sean posibles los resultados habrán de cotejarse. En todo caso es obligada una ponderación meticulosa de los resultados finales habida cuenta de la debilidad de los métodos a nuestro alcance.*

[...]”

Por su parte, el **Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses (RTSPE)** establece una serie de directrices a seguir en el estudio de avenidas, como son las siguientes:

- Deben evaluarse los hidrogramas de las avenidas afluentes al embalse para distintos periodos de retorno mediante el uso de estudios probabilísticos.
- Deberán tenerse en cuenta en los cálculos dos tipos de avenidas afluentes que vendrán definidas en función de la clasificación de la presa:
 - o Avenida de Proyecto: para el dimensionado del aliviadero, los sistemas de desagüe y las estructuras de disipación de energía.
 - o Avenida Extrema: avenida máxima que puede soportar la presa, por lo que supone un escenario límite al que puede someterse la presa sin producirse la rotura de la misma.

De igual forma, en el mismo reglamento se incluye la definición de una serie de parámetros fundamentales a la hora de realizar el estudio hidrológico.

- Niveles del embalse:
 - o Nivel Máximo Normal (NMN): Es el máximo nivel de agua que puede alcanzar el embalse de manera normal, es decir, este nivel corresponde con la capacidad máxima del embalse.
 - o Nivel de Avenida de Proyecto (NAP): Es el máximo nivel que se alcanzará en el embalse cuando reciba la avenida de proyecto, teniendo en cuenta la laminación de la misma por los órganos de desagüe de la presa.
 - o Nivel de la Avenida extrema (NAE): Es el máximo nivel que se alcanza en el embalse si se produce la avenida extrema, teniendo en cuenta la laminación de la misma por los órganos de desagüe de la presa.

- Clasificación de la presa en función del riesgo potencial: Se trata de definir el riesgo que supondría el mal funcionamiento o rotura de una presa. Las distintas categorías son las siguientes:
 - o Categoría A: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
 - o Categoría B: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
 - o Categoría C: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

Las exigencias de seguridad de la presa deben estar de acuerdo con la clasificación de la misma, teniéndose este aspecto en cuenta al asignar los periodos de retorno de las avenidas contempladas en el diseño de los distintos elementos y resguardos de la presa, tal y como se desarrolla más adelante en el presente documento.

3.2. Normativa aplicable al estudio de planificación

El **Texto Refundido de la Ley de Aguas (TRLA)**, aprobado mediante el Real Decreto Legislativo 1/2001 del 20 de julio, y modificado por la Ley 62/2003 de 30 de diciembre por la que se incorpora al derecho español la Directiva 2000/60/CE, estableciendo un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas, establece que la planificación hidrológica tendrá por objetivos generales conseguir el buen estado y la adecuada protección del dominio público hidráulico y de las aguas objeto de esta ley, **la satisfacción de las demandas de agua**, el equilibrio y armonización del desarrollo regional y sectorial, incrementando las disponibilidades del recurso, protegiendo su calidad, economizando su empleo y racionalizando sus usos en armonía con el medio ambiente y los demás recursos naturales.

El **Reglamento de Planificación Hidrológica**, aprobado mediante el Real Decreto 907/2007, de 6 de julio por su parte, define los conceptos de demanda y uso del agua de la siguiente forma:

Demanda de agua

Se define la demanda de agua como el volumen, en cantidad y calidad, que los usuarios están dispuestos a adquirir para satisfacer un determinado objetivo de producción o consumo. Este volumen será función de factores como el precio de los servicios, el nivel de renta, el tipo de actividad, la tecnología u otros.

Usos del agua

Se definen como usos del agua las distintas clases de utilización del recurso, así como cualquier otra actividad que tenga repercusiones significativas en el estado de las aguas. A efectos de la aplicación del principio de recuperación de costes, los usos del agua deberán considerar, al menos, el abastecimiento de poblaciones, los usos industriales y los usos agrarios.

En base a lo expuesto, se tratará de obtener la demanda total de agua de los subsistemas de explotación bajo estudio, definiéndose para ello el volumen de agua requerida para los diferentes usos del agua.

De igual forma, en el mismo reglamento, se proporcionan una serie de directrices a seguir para la correcta caracterización y cuantificación de las demandas:

Para una correcta caracterización de las demandas, es necesario conocer su volumen anual y distribución mensual, así como el consumo y retorno de la misma. De igual forma han de definirse las condiciones de calidad y garantía exigibles para su satisfacción. Las unidades territoriales con demandas de un mismo uso que compartan el origen del agua y cuyos retornos se reincorporen a la misma zona se denominan unidades de demanda, y se definirán en los planes hidrológicos.

A la hora de llevar a cabo la estimación de las demandas a satisfacer, es necesario se establecen los siguientes criterios:

- El cálculo de la demanda de abastecimiento a poblaciones se basará, teniendo en cuenta las previsiones de los planes urbanísticos, en evaluaciones demográficas, económico productivas, industriales y de servicios, e incluirá la requerida por industrias de poco consumo de agua situadas en los núcleos de población y conectadas a la red municipal. En estas evaluaciones se tendrá en cuenta tanto la población permanente como la estacional, así como el número de viviendas principales y secundarias por tipologías. Asimismo, se considerarán las dotaciones domésticas básicas y las previsiones de las administraciones competentes sobre los efectos de cambios en los precios, en la eficiencia de los sistemas de abastecimiento y en los hábitos de consumo de la población.
- La estimación de la demanda agraria comprenderá la demanda agrícola, forestal y ganadera, que deberá estimarse de acuerdo con las previsiones de cada sector y las políticas territoriales y de desarrollo rural. La estimación de la demanda agrícola tendrá en cuenta las previsiones de evolución de la superficie de regadíos y de los tipos de cultivos, los sistemas y eficiencias de riego, el ahorro de agua como consecuencia de la implantación de nuevas técnicas de riego o mejora de infraestructuras, las posibilidades de reutilización de aguas.
- La estimación de la demanda para usos industriales y energéticos considerará las previsiones actuales y de desarrollo sostenible a largo plazo de cada sector de actividad. El cálculo se realizará para cada uno de ellos, contemplando el número de establecimientos industriales, el empleo, la producción y otras características socioeconómicas. Se tendrán también en cuenta los posibles cambios estructurales en el uso de materias primas y en los procesos productivos, la aplicación de nuevas tecnologías que mejoren el aprovechamiento del agua y las posibilidades de reutilización de las aguas dentro del propio proceso industrial.

La **Instrucción de Planificación Hidrológica (IPH)**, aprobada por la Orden ARM/2656/2008 del 10 de setiembre y modificada en 2011 por la Orden ARM/1195/2011, de 11 de mayo; recoge y detalla con mayor profundidad el Reglamento de Planificación Hidrológica y el Texto Refundido de la Ley de Aguas, desarrollando los diferentes factores a tener en cuenta a la hora de la definición de las demandas, además de definir conceptos fundamentales en la planificación como lo es el concepto de masa de agua. Establece asimismo los criterios de clasificación de las diferentes fuentes de recursos hídricos en función de su naturaleza y estado.

Los embalses a incluir en este estudio se definen como masa de agua muy modificadas, entendiéndose como tales aquellas masas de agua superficial que, como consecuencia de alteraciones físicas producidas por la actividad humana, han experimentado un cambio sustancial en su naturaleza, el cual se interpretará como una modificación de sus características hidromorfológicas que impida que la masa de agua alcance el buen estado ecológico.

También en la instrucción se definen los criterios de garantía a imponer en las distintas demandas consideradas en los estudios de planificación, siendo estos expuestos más adelante en el presente documento.

El elemento fundamental por el que se lleva a cabo la planificación hidrológica son los planes hidrológicos. Estos se coordinan entre sí a través del **Plan Hidrológico Nacional (PHN)**, aprobado por la **Ley 10/2001**, de 5 de julio, que fija los elementos básicos de coordinación de los Planes Hidrológicos de cuenca, la solución para las posibles alternativas que aquéllos ofrezcan, la previsión y las condiciones de las transferencias de recursos hidráulicos entre ámbitos territoriales de distintos Planes Hidrológicos de cuenca y las modificaciones que se prevean en la planificación del uso del recurso y que afecten a aprovechamientos existentes para abastecimiento de poblaciones y regadíos. En el marco definido por el Plan Hidrológico Nacional, es de aplicación en las tareas llevadas a cabo en el presente estudio el **Plan Hidrológico de la Demarcación Hidrográfica del Tinto, Odiel y Piedras**, aprobado inicialmente por Consejo de Gobierno de la Junta de Andalucía el 2 de noviembre de 2011 y posteriormente por el Consejo de Ministros celebrado el 14 de septiembre de 2012 (BOE 15 de septiembre de 2012).

4. CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO FÍSICO Y BIÓTICO

En este capítulo se muestra un análisis de los parámetros físicos y ambientales que definen el ámbito de estudio, entendiendo como tal la zona próxima al embalse del Jarrama y su cuenca de aportación.

4.1. Ámbito administrativo

El río Jarrama constituye uno de los afluentes de la margen izquierda del río Tinto, al que se incorpora tras un recorrido de 34,7 km de norte a sur, desde su nacimiento en el término municipal de La Granada de Riotinto, a unos 2 km al este del núcleo urbano.

A lo largo de su recorrido circula por los términos municipales de Campofrío, La Granada de Riotinto, Zufre, Nerva, El Castillo de las Guardas y El Madroño; justo en el límite entre las provincias de Huelva y Sevilla.

El embalse y la presa del Jarrama se encuentran 10 km aguas arriba de la desembocadura del río, encontrándose dividida su superficie entre los términos municipales de Nerva (provincia de Huelva) y El Madroño (provincia de Sevilla).

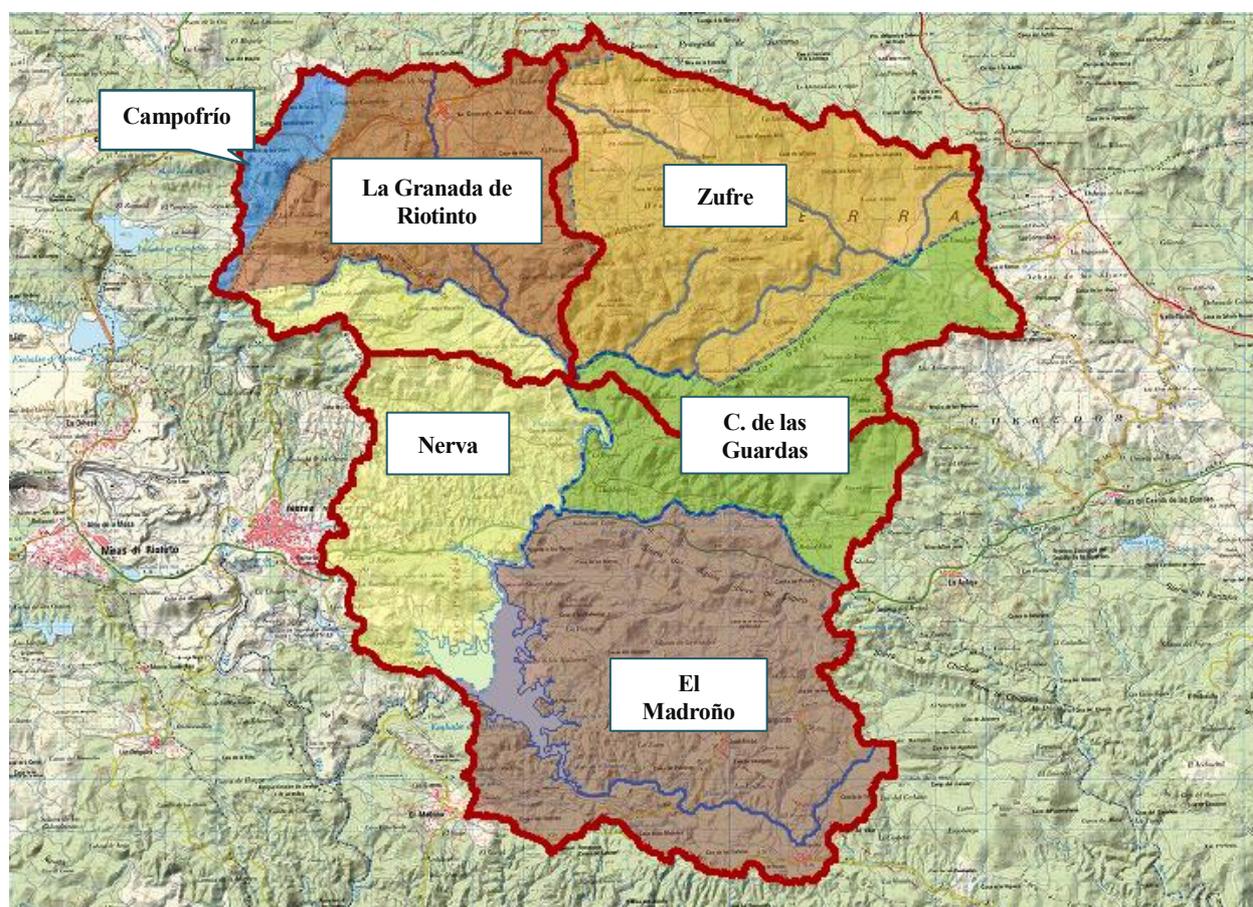


Imagen 3 - Términos municipales afectados por la cuenca vertiente al embalse del Jarrama

4.2. Litología y relieve

La cuenca de estudio se encuadra en el sector onubense de Sierra Morena. Esta zona se caracteriza por ser el más bajo de la misma, con alturas que oscilan entre los 400 y 600 metros de media. Como en el resto de la sierra, predominan los paisajes dominados por la dehesa sobre suaves colinas que no dan lugar a pendientes pronunciadas, pudiendo citar en todo caso el sector entre Aracena y Santa Ana la Real como aquel que posee mayores desniveles, seguido de la sierra de los Hinojales al sur de Cumbres Mayores o de la zona de los Picos de Aroche.

La densidad de las formas de erosión es muy contrastada, apareciendo zonas en las que son bajas o moderadas en torno a Aracena y otras muchas zonas, pero alternadas con otras en las que las densidades son medias e incluso altas (cercañas de Santa Olalla del Cala o Aroche). El plegamiento herciniano condiciona las direcciones dominantes en esta demarcación, noreste-sudeste y oeste-este en el sector meridional. El origen de las formas predominante es el de las estructurales-denudativas (relieves montañosos de plegamiento en materiales metamórficos en medios estables y colinas, cerros y superficies de erosión, siendo más abundantes hacia el este las colinas con influencia de fenómenos endógenos).

Los materiales más abundantes en estas zonas son los metamórficos (pizarras, esquistos, calcoesquistos, calizas, cuarcitas y conglomerados). A lo largo de todo el territorio, pero especialmente en su sector central, son muy potentes los relieves derivados de formas volcánicas (rocas volcánicas y subvolcánicas básicas e intermedias y complejos vulcano-sedimentarios de lavas, piroclastos, tobas y tufitas). No faltan en el extremo de la demarcación afloraciones de rocas plutónicas, especialmente graníticas.

La cuenca vertiente al embalse del Jarrama en concreto se caracteriza por la presencia de 5 unidades litológicas distintas, todas ellas pertenecientes a las zonas de Ossa Morena y Sudportuguesa del macizo Hespérico.

- La mayor parte de la zona central y una pequeña porción del área norte se encuentra ocupada por un complejo vulcano-sedimentario compuesto por rocas ígneas tales como piroclastos, lavas, tufitas y tobas.
- La segunda unidad litológica la conforman gabros, dioritas, tonalitas y otras rocas plutónicas indiferenciadas. Esta litología se extiende en forma de franja que atraviesa horizontalmente la parte norte de la cuenca.
- De igual forma se diferencia una franja, algo más estrecha que la anterior, que atraviesa la cuenca en su parte sur constituida por pizarras, cuarcitas, cuarzovacas, jaspes y rocas volcánicas. Esta unidad litológica se encuentra presente en la mayor parte de la extensión del embalse.
- Por último, cabe destacar la presencia de dos inclusiones de poca entidad en la cuenca, una constituida por granitos y otra conformada por pizarras, grawvacas y areniscas, ambas en la franja central.

Unidad litológica	Sup. (km ²)	% sup. total
Complejo vulcano-sedimentario compuesto por piroclastos, lavas, tufitas y tobas.	72,4	47,9
Gabros, dioritas, tonalitas y otras rocas plutónicas indiferenciadas	28,9	17,7
Pizarras, cuarcitas, cuarzovacas, jaspes y rocas volcánicas	12,8	7,8
Granitos	31,5	19,3
Pizarras, grawvacas y areniscas	11,9	7,3

Tabla 6 - Unidades litológicas presentes en la cuenca vertiente del embalse del Jarrama

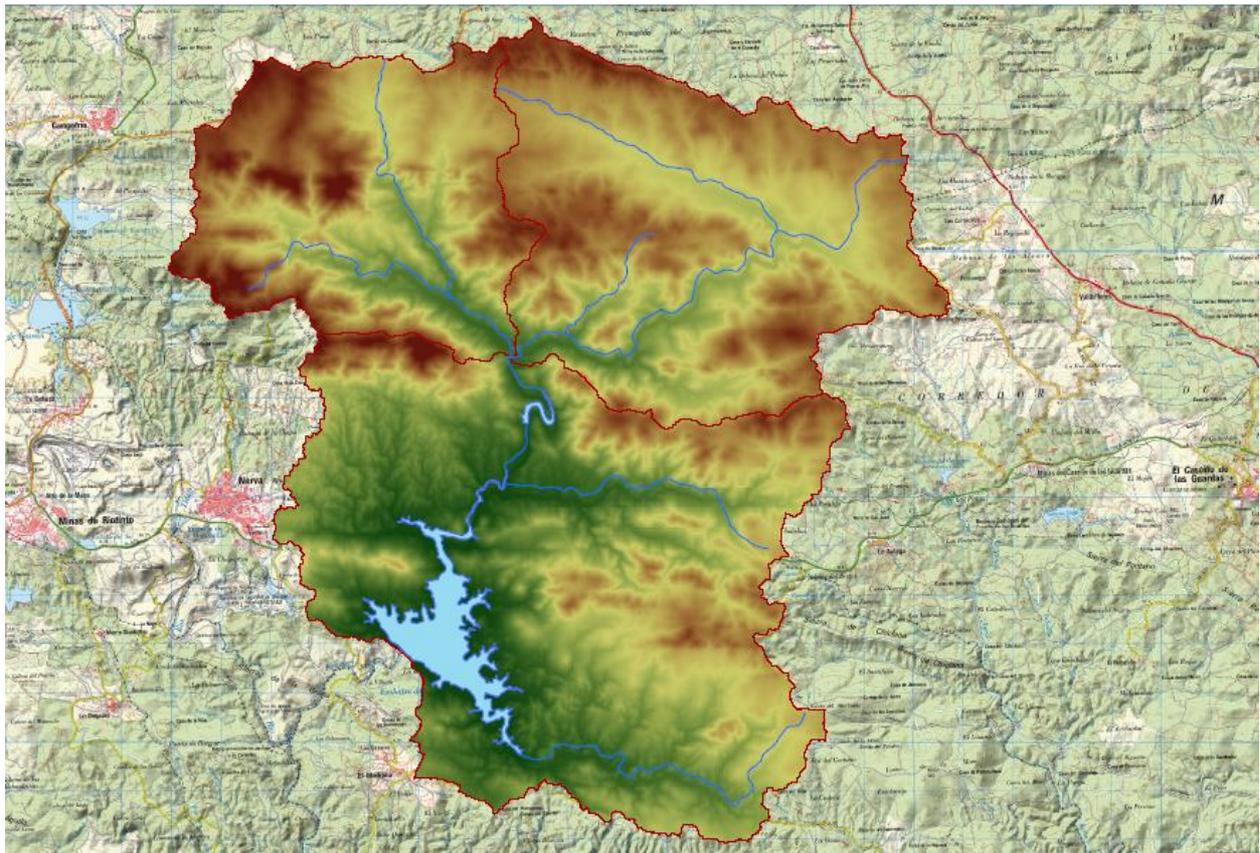


Imagen 4 – Relieve de la cuenca de estudio

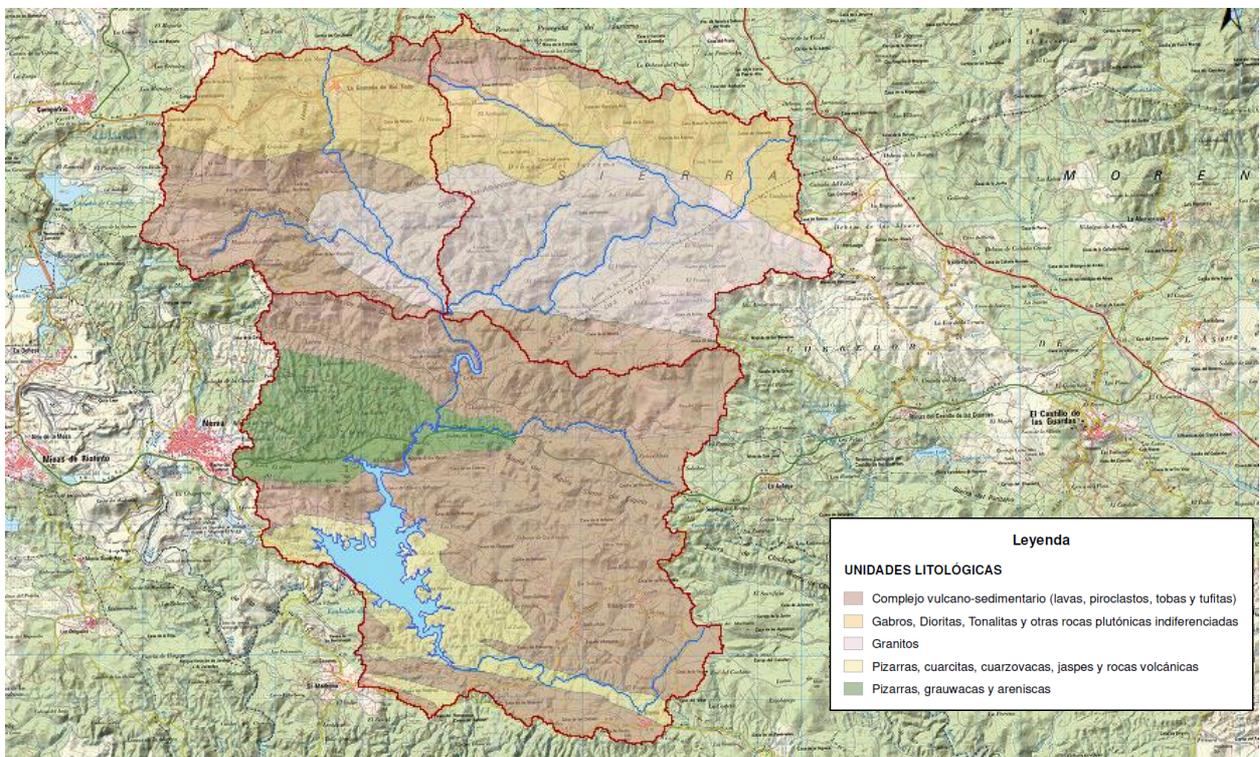


Imagen 5 – Unidades litológicas presentes en la cuenca vertiente al embalse del Jarrama

4.3. Climatología

Andalucía cuenta con 7 regiones climáticas: el Litoral Atlántico, la Depresión del Guadalquivir, Sierra Morena, la zona del Litoral Mediterráneo hasta Adra, el Litoral Mediterráneo y Sureste, el Surco Intrabético y las Sierras Béticas. La cuenca de estudio se encuentra situada en su totalidad en la región conocida como Sierra Morena Occidental.

El clima en esta región ofrece veranos suaves e inviernos frescos, con una temperatura media anual entre los 14,5 °C de la zona centro-septentrional y los 17 °C del extremo suroriental. La insolación media anual oscila entre las 2.500 y las 2.800 horas de sol anuales. Se trata, además, de una zona con niveles pluviométricos relativamente elevados, ya que en torno a Cortegana se superan los 1.250 mm anuales. No obstante, la cifra desciende hasta los 700 en el borde oriental de la demarcación.

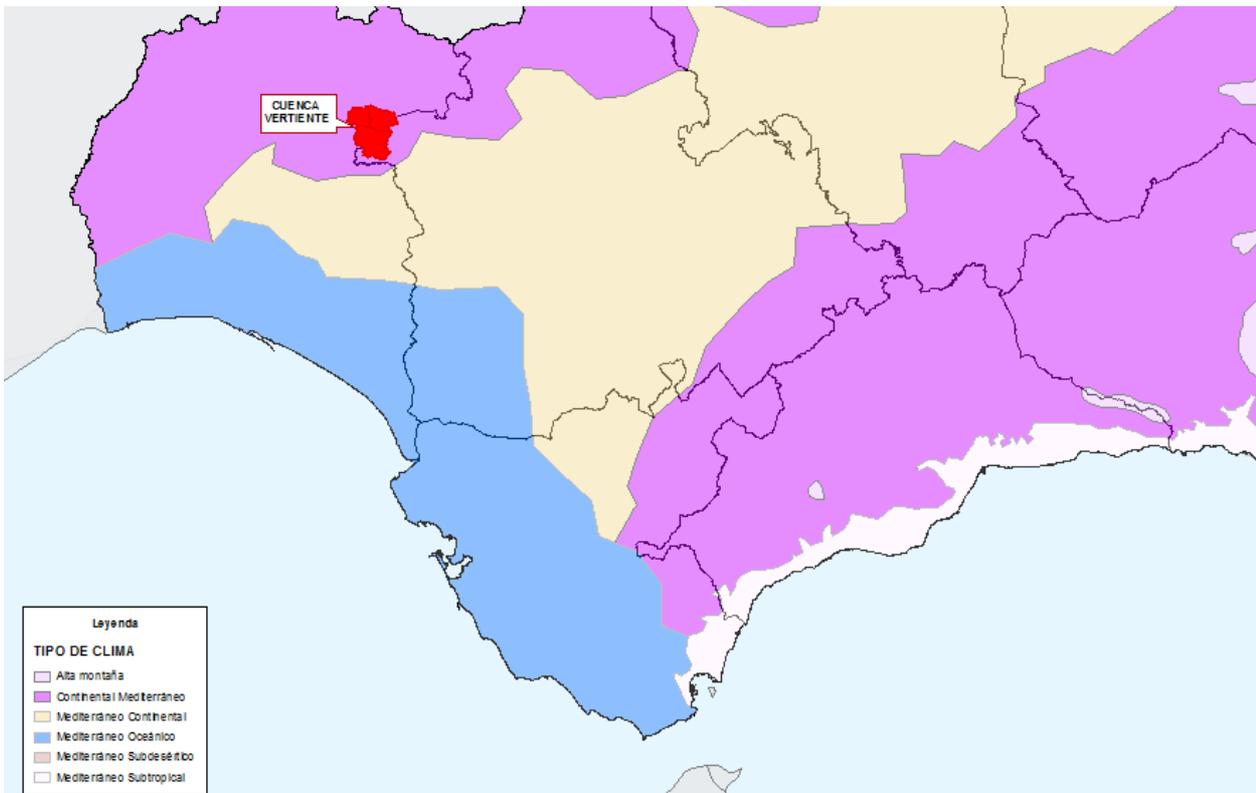


Imagen 6 – Encuadre climático

Las precipitaciones anuales medias en la zona de estudio se encuentran en torno a los 581 mm, repartiéndose las mismas a lo largos de todo el año. Únicamente entre junio y septiembre se registra un descenso de las precipitaciones medias, alcanzando su mínimo en julio y agosto, cuando las precipitaciones medias no alcanzan los 2 mm. En cuanto a la máxima precipitación media, esta se registra en noviembre, con un valor de 83 mm; si bien es cierto que se mantienen elevadas a lo largo de todo el otoño y la primavera.

La temperatura por su parte se mantiene suave a lo largo de todo el año, encontrándose entre los 10 y los 20° C. El verano constituye la única excepción, periodo en el que las temperaturas alcanzan los 30 °C.

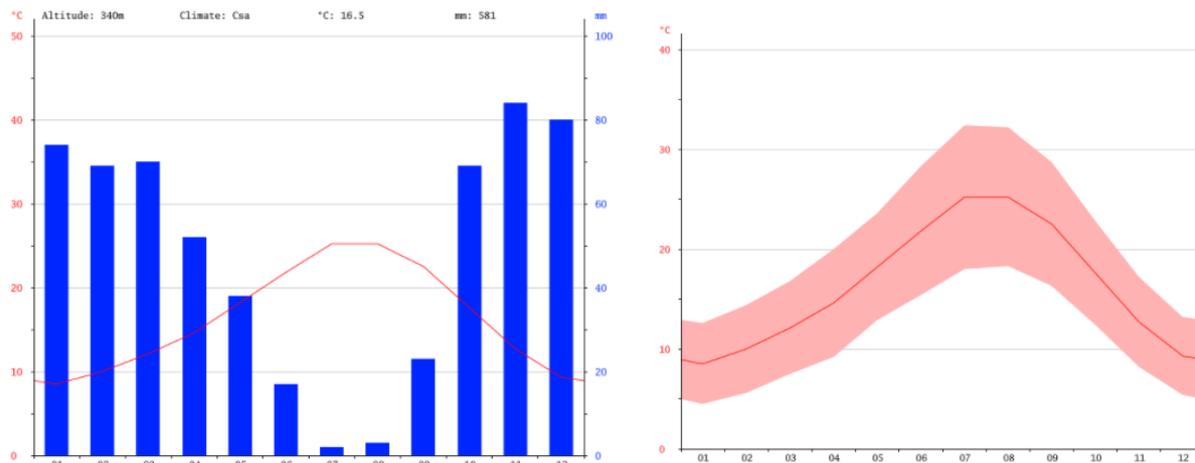


Imagen 7 – Climograma y gráfico de temperaturas de la zona de estudio (Nerva)

En la Tabla 7 se incluye el resumen de las características climáticas de la zona de estudio basadas en los datos históricos recogidos de la zona.

	January	February	March	April	May	June	July	August	September	October	November	December
Avg. Temperature (°C)	8.5	10	12.1	14.6	18.2	21.8	25.2	25.2	22.5	17.6	12.7	9.3
Min. Temperature (°C)	4.5	5.6	7.5	9.2	12.9	15.4	18	18.3	16.3	12.4	8.2	5.4
Max. Temperature (°C)	12.6	14.4	16.8	20	23.6	28.3	32.4	32.2	28.7	22.8	17.2	13.2
Avg. Temperature (°F)	47.3	50.0	53.8	58.3	64.8	71.2	77.4	77.4	72.5	63.7	54.9	48.7
Min. Temperature (°F)	40.1	42.1	45.5	48.6	55.2	59.7	64.4	64.9	61.3	54.3	46.8	41.7
Max. Temperature (°F)	54.7	57.9	62.2	68.0	74.5	82.9	90.3	90.0	83.7	73.0	63.0	55.8
Precipitation / Rainfall (mm)	74	69	70	52	38	17	2	3	23	69	84	80

Tabla 7- Tabla climática de la zona de estudio (Nerva)

4.4. Usos del suelo

La información referente al uso del suelo ha sido extraída del SIOSE, programa elaborado por la Dirección General del Instituto Geográfico Nacional (IGN) del Ministerio de Fomento, en su función como “Centro Nacional de Referencia de Ocupación del Suelo en Europa” dependiente del Punto Focal Nacional, el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Esta base de datos tiene como uno de sus objetivos prioritarios la producción y coordinación de la información en materia de Ocupación del Suelo en España, utilizando como soporte para la transmisión de la información la que facilita la Red Europea de Información y Observación del Medio Ambiente (Red EIONET) de la Agencia Europea de Medio Ambiente (AEMA).



En los datos recogidos en esta base se distinguen 3 niveles: En el primer nivel se distingue entre 5 usos que se desglosan en 15 en el nivel segundo, y estos a su vez lo hacen en 44 usos en el tercer nivel.

De esta forma se ha podido comprobar que la mayor parte de la cuenca vertiente se encuentra en zonas forestales, vegetación natural y espacios abiertos. De la misma forma se encuentran pequeñas extensiones correspondientes a zonas agrícolas.

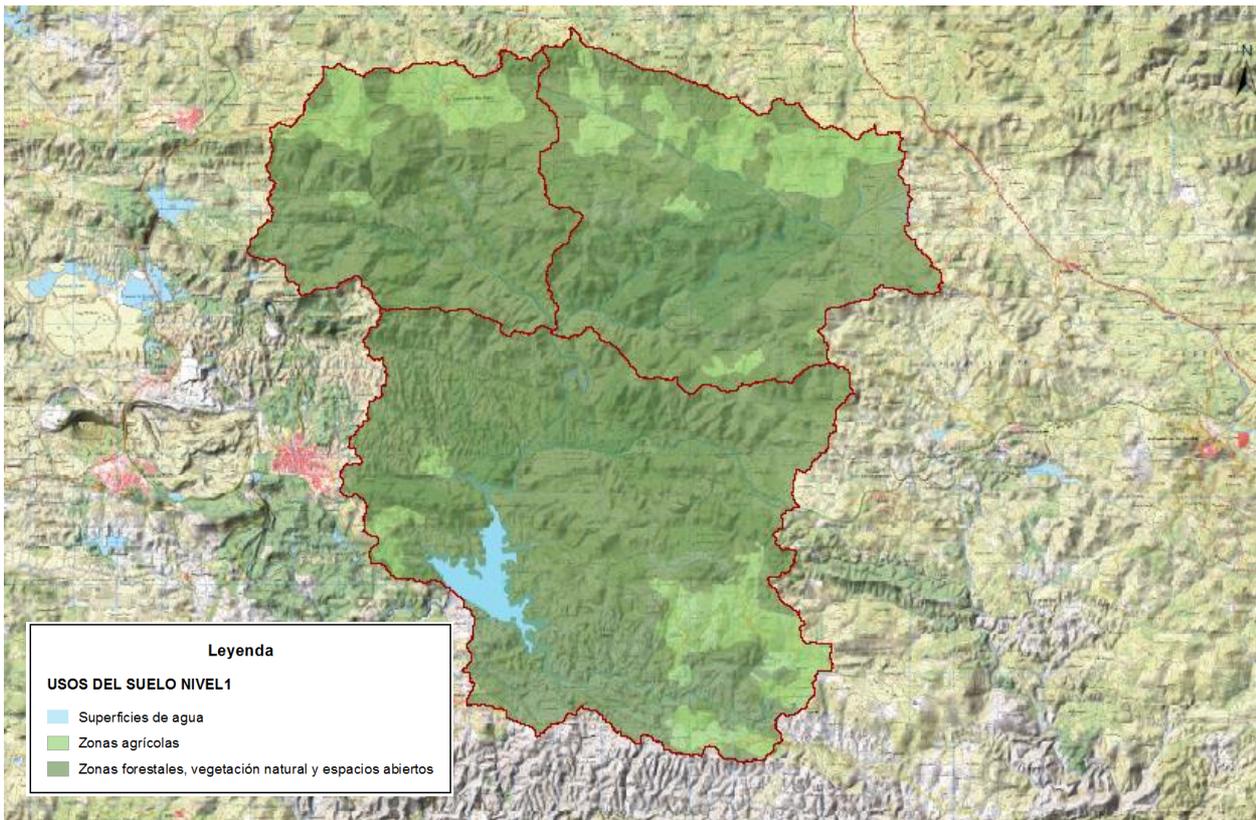


Imagen 8 – Usos del suelo en la cuenca vertiente (Nivel 1)

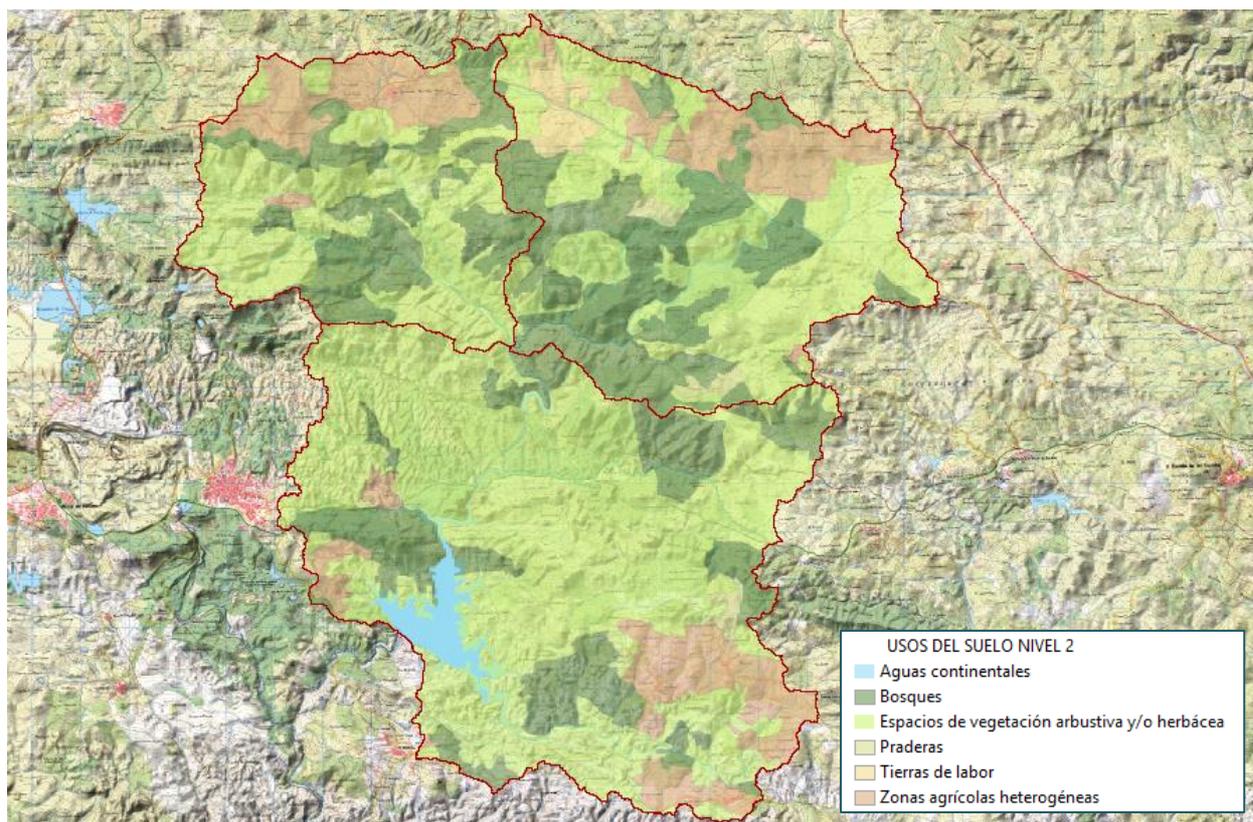


Imagen 9 - Usos del suelo en la cuenca vertiente (Nivel 2)

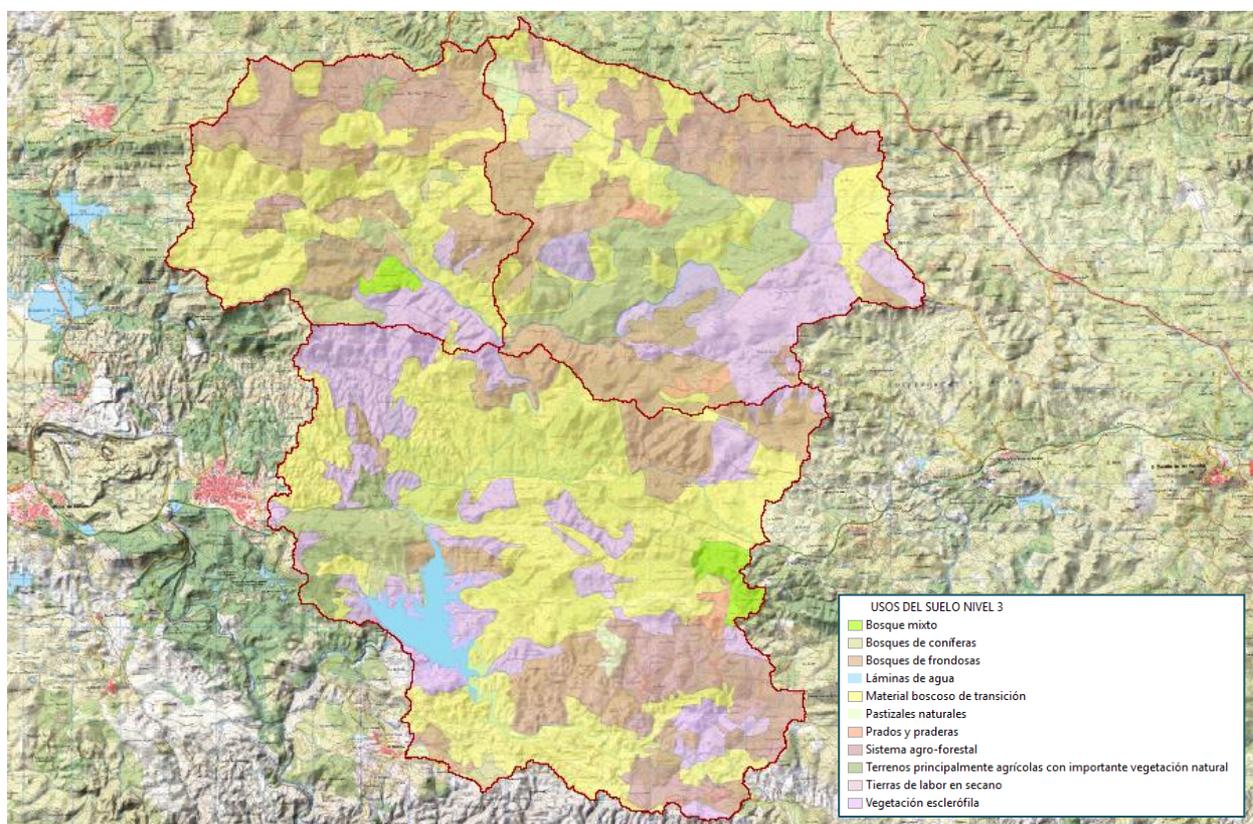


Imagen 10 - Usos del suelo en la cuenca vertiente (Nivel 3)

Usos del suelo					
Nivel 1		Nivel 2		Nivel 3	
Uso	A (km ²)	Uso	A (km ²)	Uso	A (km ²)
Zonas agrícolas	24,2	Tierras de labor	2,0	Tierras de labor en secano	2,0
		Praderas	1,3	Prados y praderas	1,3
		Zonas agrícolas heterogéneas	20,9	Terrenos principalmente agrícolas con importante vegetación natural	1,8
				Sistema agroforestal	19,1
Zonas forestales, vegetación natural y espacios abiertos	137,1	Bosques	44,1	Bosques de frondosas	30,6
				Bosques de coníferas	11,6
				Bosques mixtos	1,9
		Espacios de vegetación arbustiva y/o herbácea	92,9	Pastizales naturales	1,3
				Vegetación esclerófila	28,6
				Material boscoso de transición	63,1
Superficies de agua	2,1	Aguas continentales	2,1	Láminas de agua	2,1

Tabla 8 – Usos del suelo presentes en la cuenca de estudio

4.5. Hidrografía

La cuenca del río Jarama se caracteriza por la presencia, además del propio cauce principal, de 3 afluentes con la suficiente entidad como para ser considerados como tales. El resto de cursos que vierten sus aguas en el río Jarama son pequeños arroyos que no serán considerados individualmente a efectos del presente estudio.

Para la determinación de la jerarquía de los distintos tramos que conforman la red de drenaje de la cuenca estudiada, se ha hecho uso del número de Strahler o número de Horton-Strahler (N.S), de cada uno de ellos. Este número, desarrollado por primera vez en hidrología por Robert E. Horton y por Arthur Newell Strahler; se usa para definir el tamaño de una corriente, basándose en la jerarquía de sus afluentes.

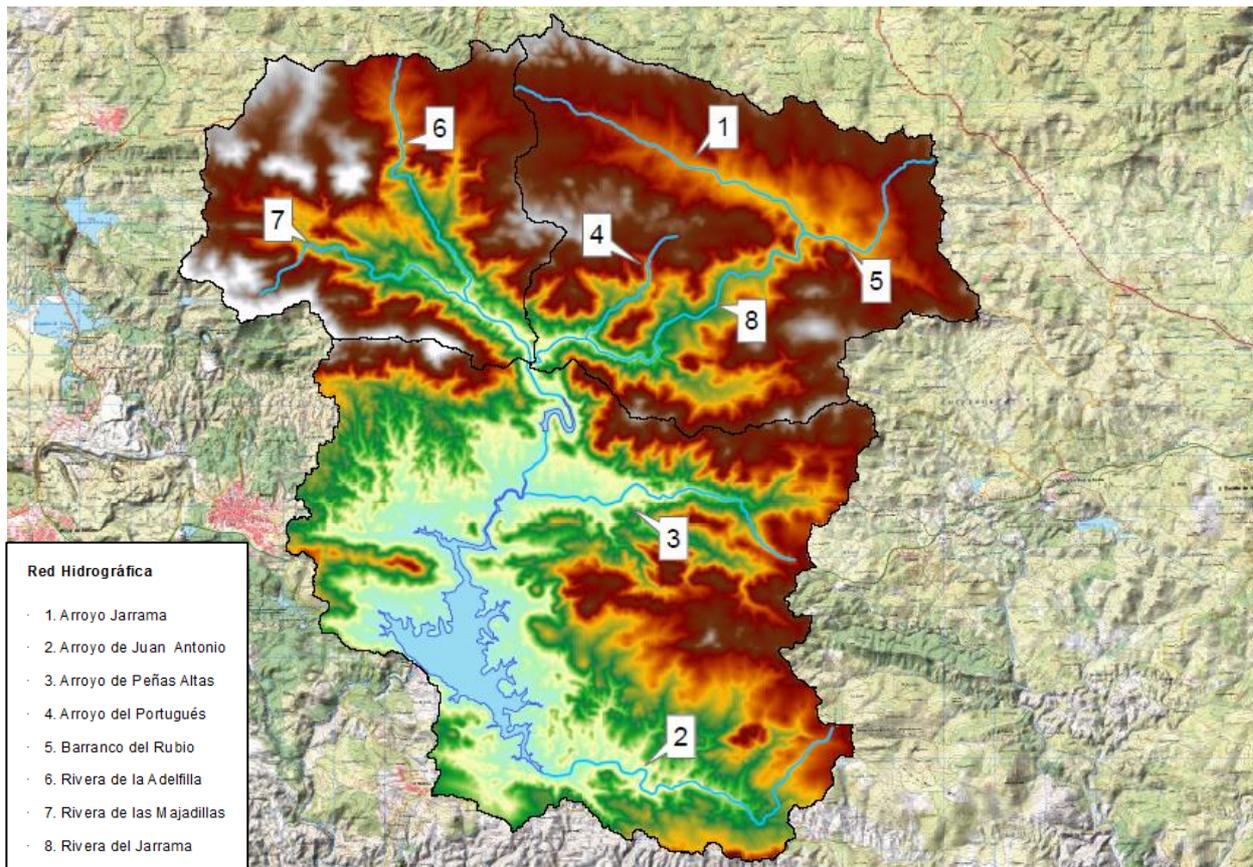


Imagen 11 - Red hidrográfica de la cuenca del río Jarrama

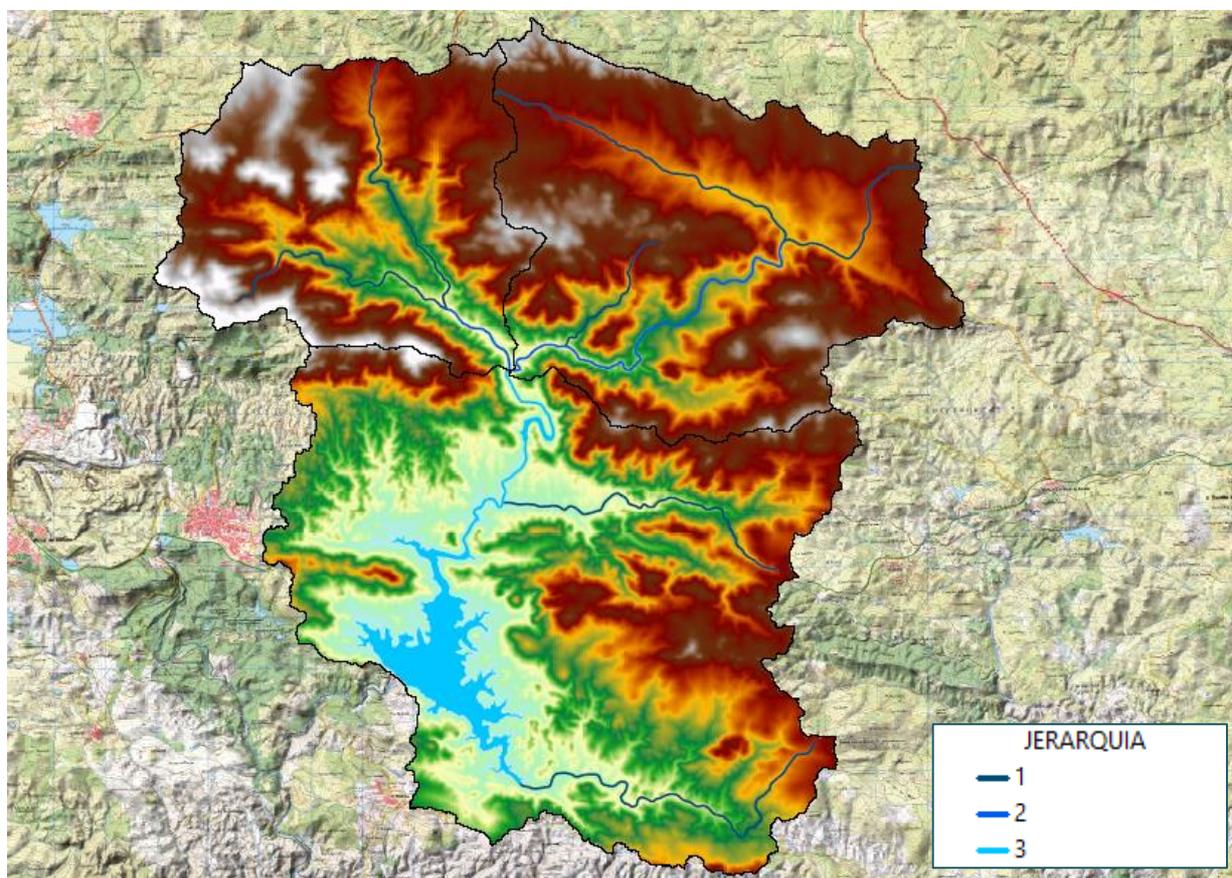


Imagen 12 - Jerarquía de la red hidrográfica de la cuenca del río Jarrama

4.6. Cartografía

La fuente de información empleada para la obtención de datos cartográficos será el Centro Nacional de Información Geográfica perteneciente al Instituto Geográfico Nacional del Ministerio de Fomento.



Se emplearán las hojas cartográficas de la serie de Mapa Topográfico Nacional a escala 1:50.000 (MTN50) que se enumeran a continuación:

- Hoja nº 938
- Hoja nº 939
- Hoja nº 960
- Hoja nº 961

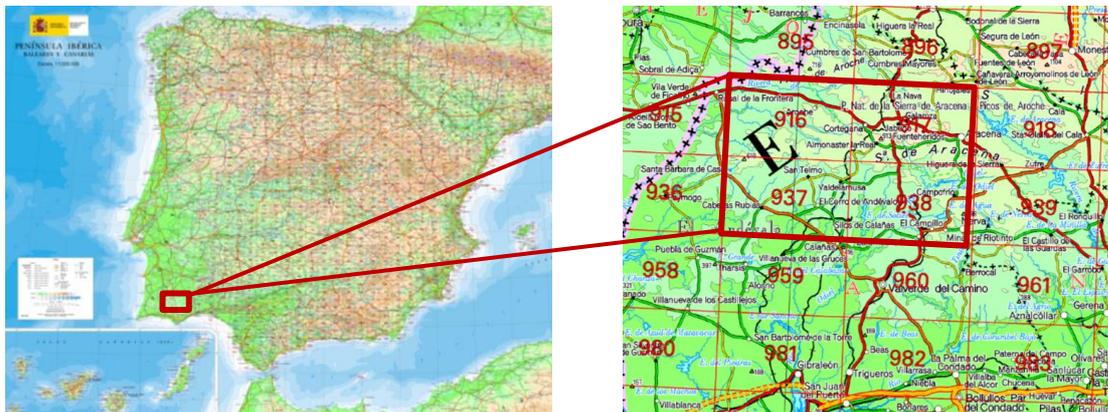


Imagen 13 – Hojas cartográficas en las que se encuentra la cuenca de estudio

Además, se ha empleado otra fuente de información geográfica como es el Instituto de Estadística y Cartografía de Andalucía de la Consejería de Economía y Conocimiento, concretamente del servicio de Datos Espaciales de Referencia de Andalucía (DERA). De este servicio se han obtenido capas en formato shapefile (.shp) en Sistema de referencia geodésico ETRS89 y proyectadas en UTM huso 30.



4.7. Bienes y espacios protegidos

Se examina la existencia de zonas y bienes protegidos que se sitúen dentro de la cuenca hidrográfica del río Jarrama, analizando la siguiente lista de posibles patrimonios a tener en cuenta:

- Patrimonio inmueble
- Conjuntos históricos
- Patrimonio de la Humanidad
- Red de espacios culturales de Andalucía
- Parques Nacionales y Naturales
- Otros espacios naturales protegidos
- Geoparques
- Red Natura 2000
- Reservas de la biosfera
- Zonas de Especial Protección de Interés para el Mediterráneo
- Ámbitos del Plan Especial de Protección del Medio Físico

La cuenca vertiente al embalse del Jarrama se encuadra entre el parque natural de Aracena y Picos de Aroche en el norte y el corredor ecológico del río Tinto, en el sur.

En su interior se incluyen dos zonas incluidas en el Plan Especial de Protección del Medio Físico, como son las dehesas de Campofrío y La Granada de Riotinto al norte, y los pinares de Nerva, situados en la zona suroccidental de la misma, junto al embalse. Asimismo, es atravesada en su parte oriental por el corredor ecológico del río Guadamar, incluido en la Red Natura 2000.

Por último, cabe destacar la presencia del conjunto histórico de la zona minera de Riotinto, situada al oeste de la cuenca de acuerdo a lo mostrado en la siguiente figura:

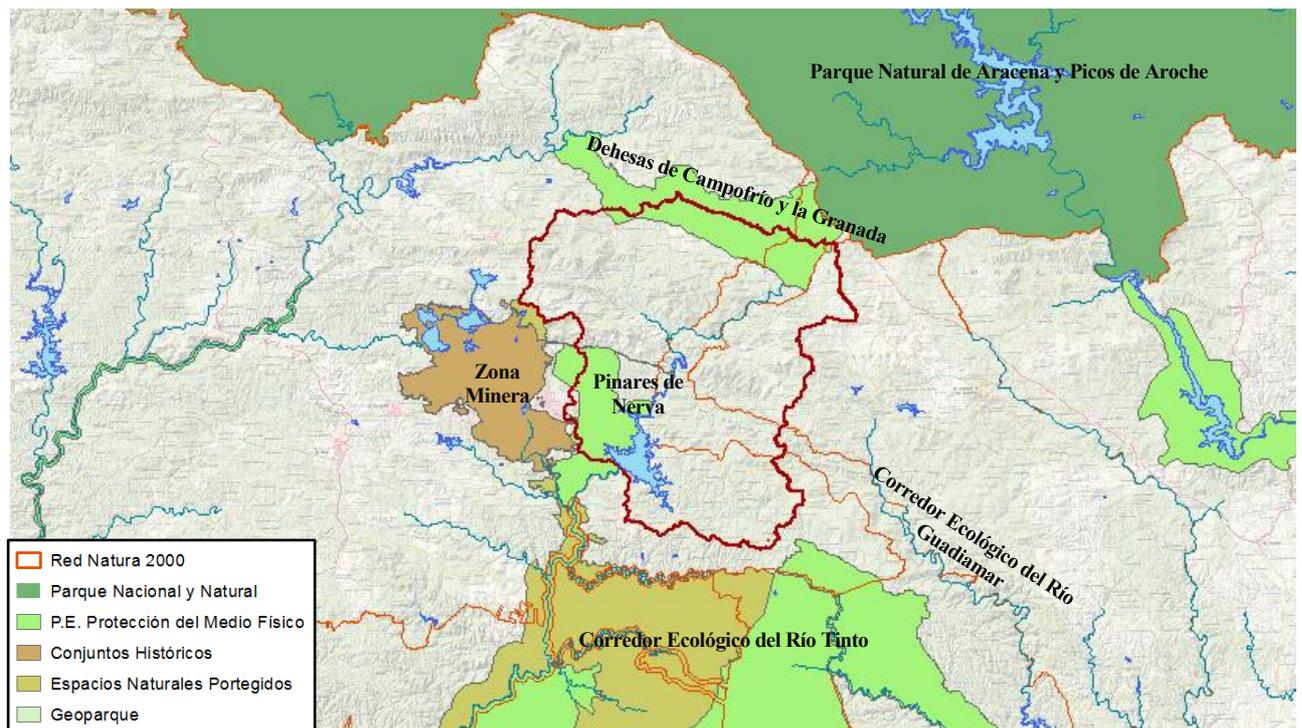


Imagen 14 – Espacios y bienes protegidos

4.8. Vegetación y fauna

La cuenca del Jarama se extiende entre dos zonas bien diferenciadas: por un lado, se encuentra la zona sur correspondiente a la cuenca minera, profundamente antropizada a causa de la actividad minera; por otro lado, en el norte se ubica el parque natural de Aracena y Piscos de Aroche, donde grandes valles adhesados alternan con cimas coronadas por bosques cerrados y barrancos encajados.

En el paisaje minero profundamente antropizado aparecen manchas de vegetación, a modo de repoblaciones forestales, formando pequeños bosquetes de pinos y eucaliptos. Se sitúan básicamente en los alrededores de los asentamientos urbanos y responden al intento de regeneración medioambiental llevado a cabo, en la mayoría de los casos, por el propio explotador minero.

Observando la ocupación y distribución del espacio, resulta fácil establecer una serie de unidades paisajísticas que describen su paisaje rural: el encinar, el alcornocal, los pinares, el eucaliptar y las tierras de labor.

Los encinares ocupan el 41 % de la superficie, constituyendo el mayor de los aprovechamientos, por su extensión e importancia en la economía de la zona. El alcornocal tan sólo ocupa un 3,8 %, quedando representada por algunas pequeñas manchas al Este y Oeste, aunque en algunas zonas es frecuente verle mezclado con pinos y encinas. El eucaliptar, junto con el pinar, componen los nuevos aprovechamientos forestales, muy beneficiados por el retroceso del monte bajo.

Hay que destacar la presencia de extensas plantaciones de cítricos en regadío, implantadas por la compañía Rio Tinto Fruit. En un principio fue una salida para la ocupación de la mano de obra excedente de la actividad minera y hoy se ha consolidado como uno de los recursos económicos más importantes de la comarca.

En cuanto a la fauna, en ella destaca el meloncillo, jabalí, cigüeña, águilas, garzas, conejos y lirones. En los últimos años se observa el aumento de especies cinegéticas de caza mayor como ciervos, muflones, gamos y jabalíes. En este contexto conviven la flora y fauna originaria, como jaras, aulagas, encinas, ciervos y jabalíes que habitan los territorios menos alterados como dehesas o algunas zonas húmedas aún vírgenes, con endemismos como el brezo de las minas (*Erica andevalensis*), que nace en las zonas de escombreras y salpica todo el monte. Esta última especie, en peligro de extinción, se encuentra incluida en la Lista Roja de la Flora Vascular de Andalucía.

En la zona norte por su parte, encina y alcornoque dominan un bosque adhesado que, allí donde se cierra, viene acompañado de un sotobosque formado por madroños, lavanda, lentisco, majuelos y distintas especies de jara y enebro. A mayor altitud, la humedad permite la presencia de quejigos y rebollos dando lugar a una imagen más propia de la España verde septentrional. En la zona central del parque natural, de dominios calizos, el castaño los releva formando una de las mayores masas boscosas de toda la Península. El buen estado de estos montes permite una importante comunidad de aves rapaces, como deja patente la mayor colonia nidificante de buitre negro en Europa presente en Sierra Pelada y Rivera del Aserrador. También tienen una buena representación las aves forestales y los mamíferos -gineta, ciervo, jabalí-.

5. ESTUDIO HIDROLÓGICO

En este capítulo se llevará a cabo el estudio hidrológico de la cuenca vertiente al embalse del Jarrama, que permitirá obtener los caudales que alcanzan el embalse frente a diferentes episodios de lluvia. Con ello se pretende analizar el comportamiento de la cuenca para las distintas tormentas consideradas.

El procedimiento llevado a cabo para la elaboración del estudio hidrológico de la cuenca en cuestión se ha desarrollado en dos pasos fundamentales:

1. Estudio de las precipitaciones y eventos tormentosos causantes de las avenidas seleccionadas para la caracterización hidrológica de la cuenca. En este punto ha sido necesario determinar, no sólo la máxima precipitación diaria acaecida, sino la distribución del evento tormentoso en el tiempo. Esto es, la construcción del hietograma sintético cuyo efecto sobre la cuenca se desea analizar.
2. Transformación precipitación-escorrentía. Con este paso se trata de calcular la cantidad de la precipitación determinada en el apartado anterior que se convierte en escorrentía al caer sobre el terreno, así como la distribución en el tiempo de los caudales provocados por la tormenta considerada. Con este fin, se ha hecho uso del programa HEC-HMS, muy útil para la simulación del proceso precipitación-escorrentía. Los resultados obtenidos a partir de los modelos introducidos en el programa serán contrastados con los proporcionados por otras metodologías como son el método racional modificado y el método de la superposición de hidrogramas unitarios triangulares.

5.1. Caracterización morfológica e hidrológica de la cuenca de aportación

Se realizará una caracterización de los distintos aspectos que definen la cuenca vertiente al embalse del Jarrama, referentes a su forma, pendiente y los cauces que la definen entre otros. Para ello, se ha hecho uso de las herramientas proporcionadas por el programa ArcGis 10.3.

5.1.1. División en subcuencas

La cuenca de estudio cuenta con una extensión total 163,4 km², repartida entre las provincias de Sevilla y Huelva y que incluye aproximadamente 23,5 km del cauce del río Jarrama, así como los afluentes del mismo. A fin de modelar correctamente el funcionamiento de los cauces comprendidos dentro de dicha cuenca, se ha procedido a la división de la misma en 3 subcuencas atendiendo a los afluentes principales existentes. Esta división es la que se muestra en la Imagen 15.

Subcuenca	Cauce principal	Área (km ²)
S1	Rivera del Jarrama	48,6
S2	Rivera de Las Majadillas	34,4
S3	Río Jarrama	80,4

Tabla 9 – Superficie correspondiente a las subcuencas consideradas

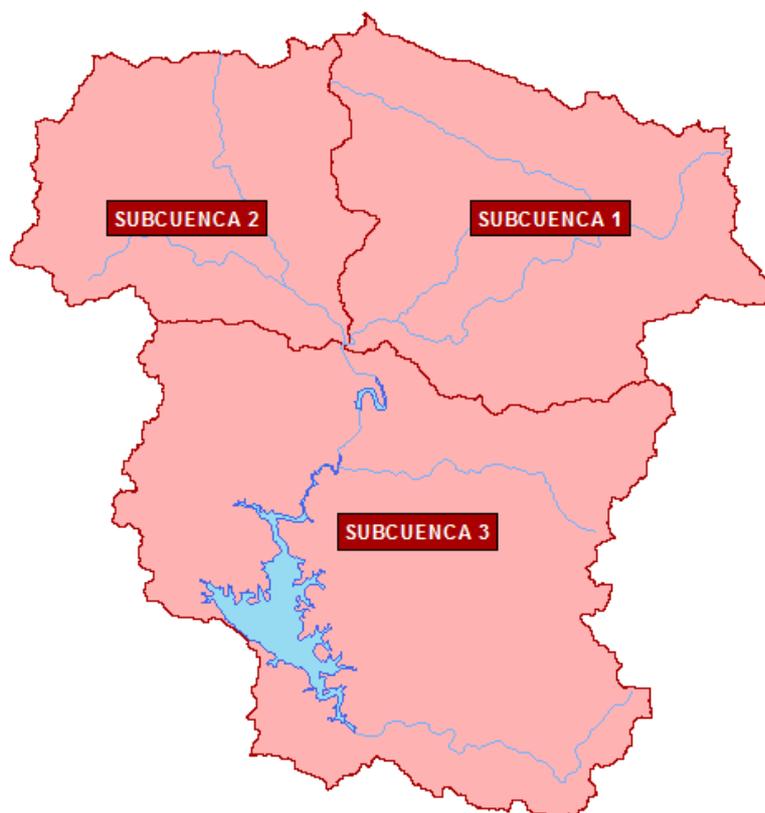


Imagen 15 - División en subcuencas

5.1.2. Parámetros generales

A continuación, se muestran los parámetros generales que definen la cuenca completa, así como las distintas subcuencas que la componen:

Subcuenca	S1	S2	S3	Cuenca total
Perímetro (km)	46,8	38,3	66,2	73,9
Área (km ²)	48,6	34,4	80,4	163,4
Longitud (km)	9,1	8,0	10,3	14,7
W (=A/L)	5,3	4,3	7,8	11,1

Tabla 10 – Parámetros generales de la cuenca de estudio

5.1.3. Parámetros de elevación del terreno

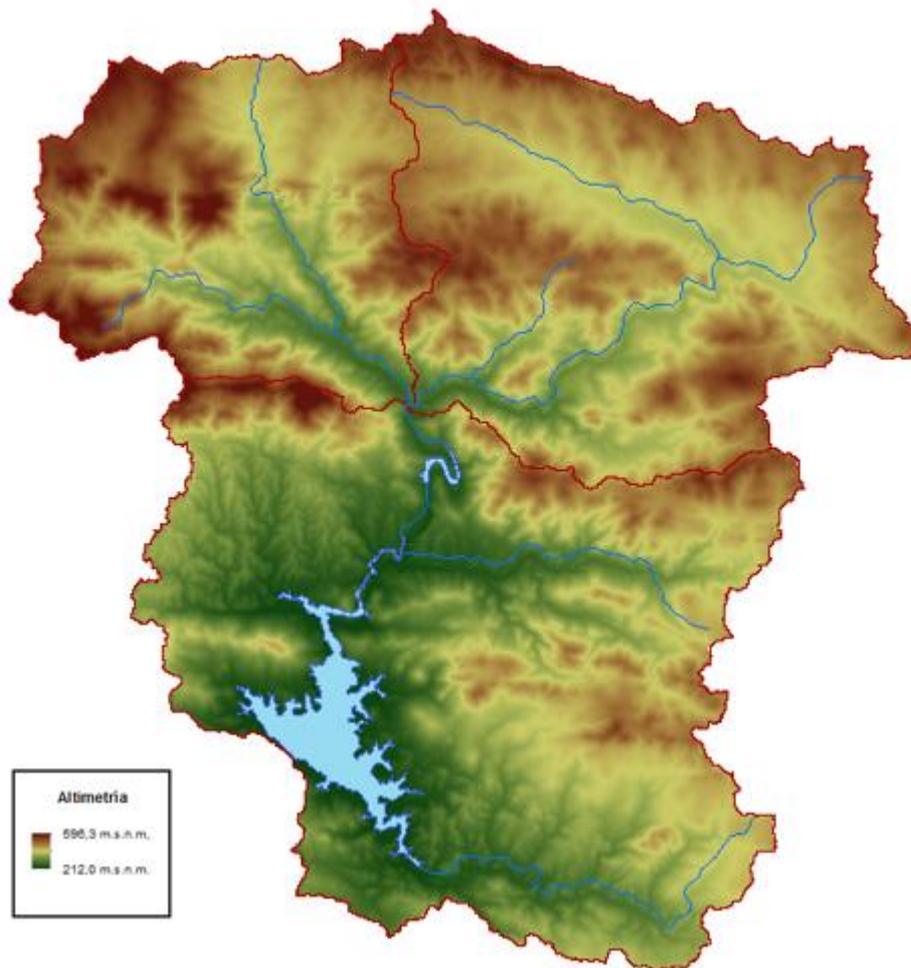


Imagen 16 – Altimetría de las cuencas de estudio

Subcuenca	Cota superior de la cuenca de aportación (H _{cu}) m.s.n.m.	Cota inferior de la cuenca de aportación (h _{cu}) m.s.n.m.	Cota media de la cuenca de aportación (H _m) m.s.n.m.	Desnivel altitudinal (DA) M	Altitud media sobre la cerrada (H _{mc}) m
S1	596,3	280,9	453,6	315,4	142,7
S2	663,5	280,9	463,5	382,6	200,0
S3	650,6	212,0	360,1	438,6	290,9
Cuenca total	663,5	212,0	425,5	451,5	238,0

Tabla 11 – Parámetros de elevación de la cuenca de estudio

5.1.4. Parámetros de forma

Los parámetros de forma de una cuenca son una serie de parámetros matemáticos, que pueden obtenerse mediante fórmulas y que permiten analizar el medio físico y la respuesta hidrológica de la misma. De esta forma se hace posible realizar estudios cuantitativos sobre particularidades la misma, así como establecer la dinámica esperada de la escorrentía superficial en una cuenca determinada.

Parámetro	Coeficiente de Gravelius (C _g)	Rectángulo Equivalente	
		L (km)	l (km)
Formulación	$\frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$	$\frac{C_g \sqrt{A}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{C_g} \right)^2} \right]$	$\frac{C_g \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{C_g} \right)^2} \right]$

Tabla 12 – Formulación para obtener los parámetros de forma

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para las cuencas de estudio.

Subcuenca	S1	S2	S3	Cuenca total
C _g	2,0	1,9	2,1	1,6
L (km)	22,5	17,3	30,7	32,1
l (km)	2,2	2,0	2,6	5,1

Tabla 13 – Parámetros de forma de la cuenca de estudio

5.1.5. Parámetros de la red de drenaje

Se ha considerado para cada subcuenca que el cauce principal será el cauce de mayor longitud, es decir, el recorrido más largo que la gota de lluvia realizaría dentro de la red hidrográfica principal (afluentes importantes y río principal). Una vez identificado el cauce principal de cada subcuenca se procederá al cálculo de su longitud mediante el sumatorio de las longitudes de los cauces que lo componen.

Subcuenca	S1	S2	S3	Cuenca total
Cauce principal	Río Jarrama + Arroyo del Jarrama	Rivera de las Majadillas + Rivera de la Adelfilla	Río Jarrama	Río Jarrama + Arroyo del Jarrama
Longitud cauce principal (L_{ca})	14.979 m	7.826 m	10.341 m	25.322 m
Cota superior del cauce principal (H_{ca})	480,6 m.s.n.m.	443,8 m.s.n.m.	280,9 m.s.n.m.	480,6 m.s.n.m.
Cota inferior del cauce principal (h_{ca})	280,9 m.s.n.m.	280,9 m.s.n.m.	212,0 m.s.n.m.	212,0 m.s.n.m.
Desnivel altitudinal del cauce principal (DA_{ca})	199,7	162,9	68,9	268,6
I_{ca} (%)	1,3	2,1	0,6	1,0

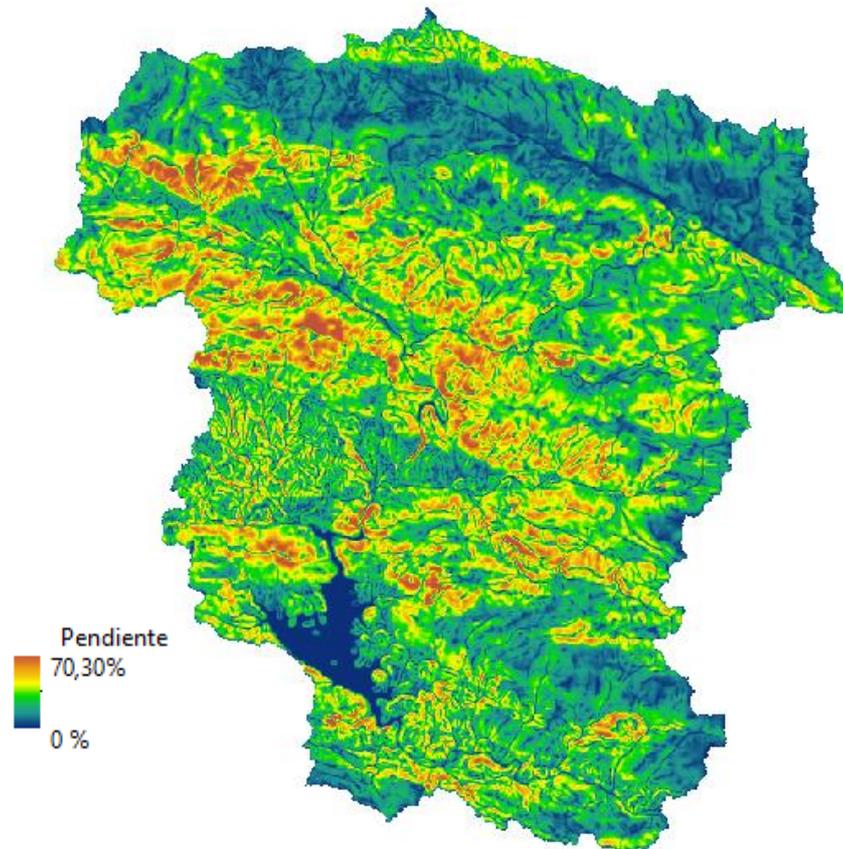
Tabla 14 – Parámetros de la red de drenaje de la cuenca de estudio

5.1.6. Pendiente media de la cuenca

Haciendo uso de las herramientas proporcionadas por el programa ArcGis 10.3. se han calculado los valores medios de las pendientes de las distintas cuencas de estudio. Estos son los siguientes:

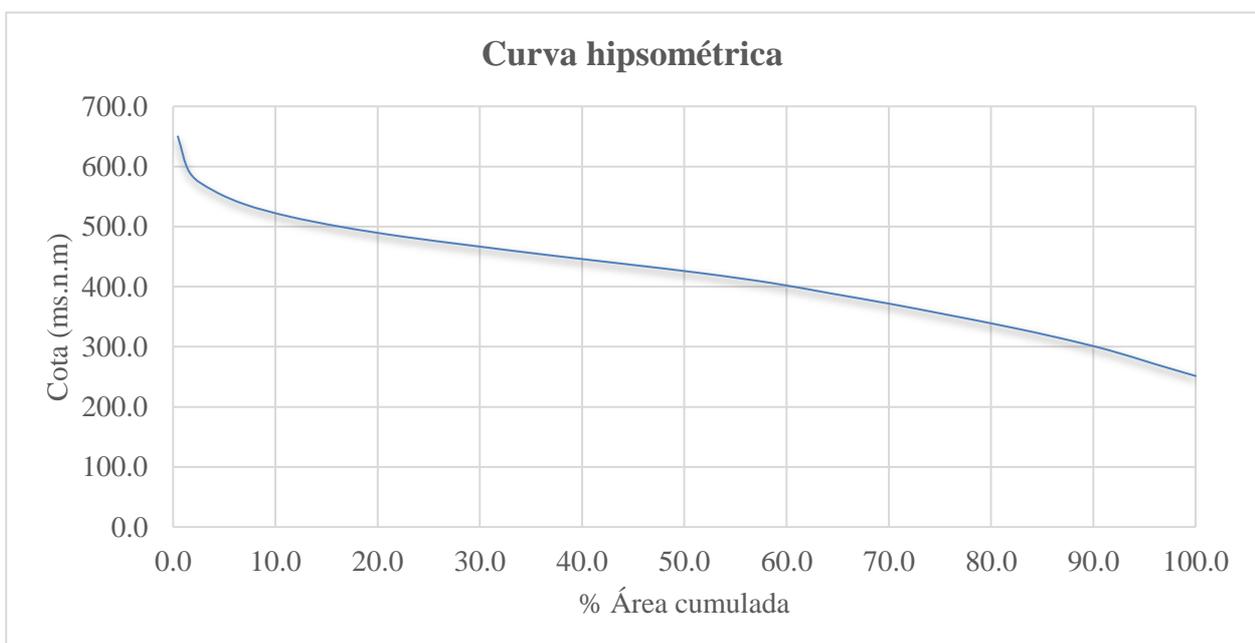
Subcuenca	S1	S2	S3	Cuenca total
Pendiente mínima	0 %	0 %	0 %	0 %
Pendiente máxima	69 %	69,2 %	70,3 %	70,3 %
Pendiente media	17 %	22,6 %	20,3 %	19,7 %

Tabla 15 – Pendiente de la cuenca de estudio



5.1.7. Curva hipsométrica

Representa el área drenada en función de la superficie de la cuenca. Se construye llevando al eje de abscisas los valores de la superficie drenada proyectada en porcentaje, obtenida hasta un determinado nivel, el cual se lleva al eje de ordenadas (en metros). Esto se ha llevado a cabo para el contorno total de la cuenca.



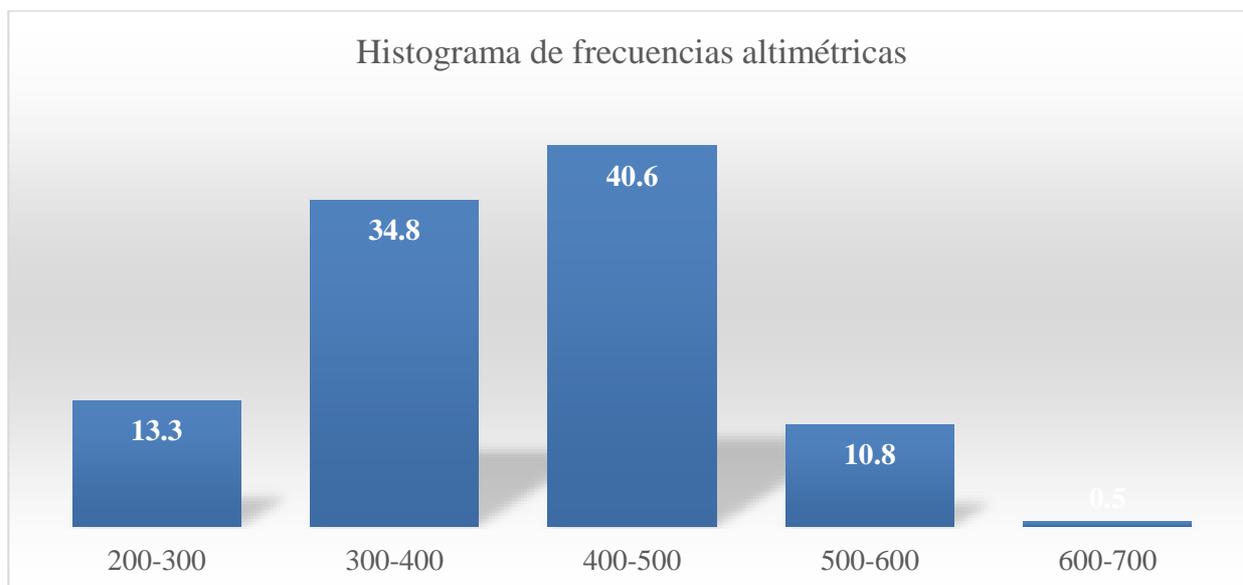
Gráfica 2 – Curva hipsométrica de la cuenca vertiente

5.1.8. Histograma de frecuencias altimétricas

Es la representación de la superficie en porcentaje comprendida entre dos cotas. La representación de varios niveles da lugar a un histograma, permitiendo obtener una idea probabilística de la variación de la altura en la cuenca. Los resultados obtenidos para la cuenca de aportación son los mostrados en la Gráfica 3.

Rango de alturas	Área entre curvas (Km ²)	% Área entre curvas
200-300	21.8	13.3
300-400	56.9	34.8
400-500	66.3	40.6
500-600	17.7	10.8
600-700	0.8	0.5

Tabla 16 - Histograma de frecuencias altimétricas de la cuenca vertiente



Gráfica 3 - Histograma de frecuencias altimétricas de la cuenca vertiente

5.2. Tiempo de concentración

Un concepto fundamental en el análisis de la escorrentía de una cuenca es el tiempo de concentración. Este se define como el tiempo que tarda en llegar a la sección de salida la gota de lluvia caída en el extremo hidráulicamente más alejado de la cuenca. Para el cálculo del tiempo de concentración se cuenta con diversas fórmulas empíricas que dependen de las características físicas de la cuenca.

A efectos del presente estudio se hará uso de las expresiones recogidas en la Tabla 17.

Formulación		Parámetros
Témez	$T_c = 0,3 \left(\frac{L_{ca}}{I_{ca}^{\frac{1}{4}}} \right)^{0,76}$	L_{ca} → longitud del cauce principal (km)
Giandotti	$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L_{ca}}{0,8\sqrt{H_{mc}}}$	I_{ca} → pendiente media del cauce principal (m/m)
Bransby-Williams	$T_c = 14,8 \cdot A^{0,1} \cdot L_{ca} \cdot I_{ca}^{0,2}$	H_{mc} → altitud media sobre la cerrada (m)
Kirpich	$T_c = \frac{L_{ca}^{0,77}}{1,5 \cdot (I_{ca} \cdot 100)^{0,385}}$	A → área de la cuenca (km ²)

Tabla 17 – Fórmulas empíricas para el cálculo del tiempo de concentración

Haciendo uso de la formulación anterior, se procede a obtener el tiempo de concentración de la cuenca de aportación al embalse, así como de las distintas subcuencas consideradas en el estudio. Posteriormente, se calcula la media aritmética de dichos valores, de forma que se obtienen los siguientes resultados:

Fórmula	Cuenca			
	S1	S2	S3	Cuenca total
Témez	320	179	309	510
Giandotti	289	195	355	517
Kirpich	288	147	357	494
Bransby-Williams	346	191	194	616
Tc (min)	311	178	304	534
Tc (h)	5,2	3,0	5,1	8,9

Tabla 18 – Tiempos de concentración obtenidos por las diferentes fórmulas empíricas

5.3. Determinación de la tormenta de diseño

Para poder estudiar la respuesta de una cuenca frente a un episodio tormentoso determinado, es fundamental la correcta definición del mismo. Esto conlleva, no solo conocer la cantidad de lluvia precipitada durante la tormenta sino también la distribución de la misma a lo largo del tiempo. Es decir, es necesario construir el hietograma correspondiente al periodo de retorno considerado en cada uno de los casos de estudio.

A lo largo de este apartado se trabajará con las series de precipitaciones históricas proporcionadas por la red de estaciones meteorológicas pertenecientes a la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), con el fin de definir de una forma lo más cercana a la realidad posible los hietogramas de cálculo correspondientes a la cuenca de aportación al embalse del Jarrama, así como de las distintas subcuencas en las que se ha dividido esta.

5.3.1. Periodos de retorno a estudiar

Se tomarán aquellos periodos de retorno que se consideren necesarios para la correcta caracterización de la cuenca en cuanto a su respuesta hidrológica. Se estudiarán por tanto algunos periodos de retorno correspondientes a situaciones extremas y otros correspondientes a avenidas de menor entidad.

En la **Guía Técnica para Seguridad de Presas Nº 4. Avenida de Proyecto** publicada por el Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD) se recogen una serie de directrices entre las que se encuentra la avenida de proyecto y extrema a considerar en función de la categoría de la presa:

Periodo de retorno según categoría para cada tipo de avenida		
Categoría	Avenida de Proyecto	Avenida Extrema
A	1.000 años	5.000-10.000 años
B	500 años	1.000-5.000 años
C	100 años	100-500 años

Tabla 19 - Periodo de retorno según categoría para AP y AE (SPANCOLD)

La Presa del Jarrama es de categoría A., lo que se corresponde con el mayor nivel de riesgo contemplado en la clasificación e implica que la rotura o funcionamiento incorrecto de la presa puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

De acuerdo a lo establecido en la tabla anterior, se considera pertinente el análisis hidrológico para los periodos de retorno de 1.000, 5.000 y 10.000 años. A estos se han sumado los de 100 y 500 años, por su gran importancia en que a la hidrología se refiere.

Por último, a fin de comprobar el comportamiento de la cuenca para eventos tormentosos de carácter menos extremo, se han considerado periodos de retorno menores, como son 50, 25, 10, 5 y 2 años.

Se considera que con el estudio de estos 10 periodos de retorno el comportamiento de la cuenca frente a diversas situaciones queda lo suficientemente definido.

5.3.2. Tratamiento de datos pluviométricos

El primer paso en la elaboración de los hietogramas consiste en la obtención de las series pluviométricas que serán posteriormente empleadas para el cálculo de las precipitaciones máximas diarias correspondientes a los periodos de retorno considerados. Los datos disponibles referentes a registros de precipitación diaria deben ser sometidos a un proceso de selección y validación de forma que se garantice que son realmente fiables y representativos de la cuenca que se desea caracterizar. Para ello se realizan una serie de trabajos que se recogen en el presente apartado.

5.3.2.1. Selección de estaciones meteorológicas

En base a los registros históricos proporcionados por AEMET, se ha se ha procedido a realizar una selección de las estaciones meteorológicas disponibles en base a dos criterios:

1. Proximidad a la zona de estudio: es necesario emplear los datos correspondientes a lugares cercanos al área de estudio para que puedan ser representativos del comportamiento de la misma.
2. Longitud de las series de datos disponibles: para que los ajustes estadísticos llevados a cabo sean lo suficientemente fiables, se considera necesario que las series empleadas en los mismos tengan una longitud mínima de 20 años. Otro aspecto a tener en cuenta será la representatividad de los datos disponibles en las distintas estaciones.

De la totalidad de la red de estaciones meteorológicas disponible, en base a los criterios expuestos, las estaciones seleccionadas para el cálculo de la precipitación máxima en la zona de estudio son las siguientes:

- Estación 4608E: El Campillo (El Zumajo)
- Estación 4609E: El Madroño. El Álamo
- Estación 4607E: La Granada Riotinto
- Estación 4606: Zufre (Dehesa Jarrama)

En el **Anexo 3. Tratamiento de datos pluviométricos** se incluyen los datos mensuales de la precipitación máxima y total obtenidos de las series recopiladas.

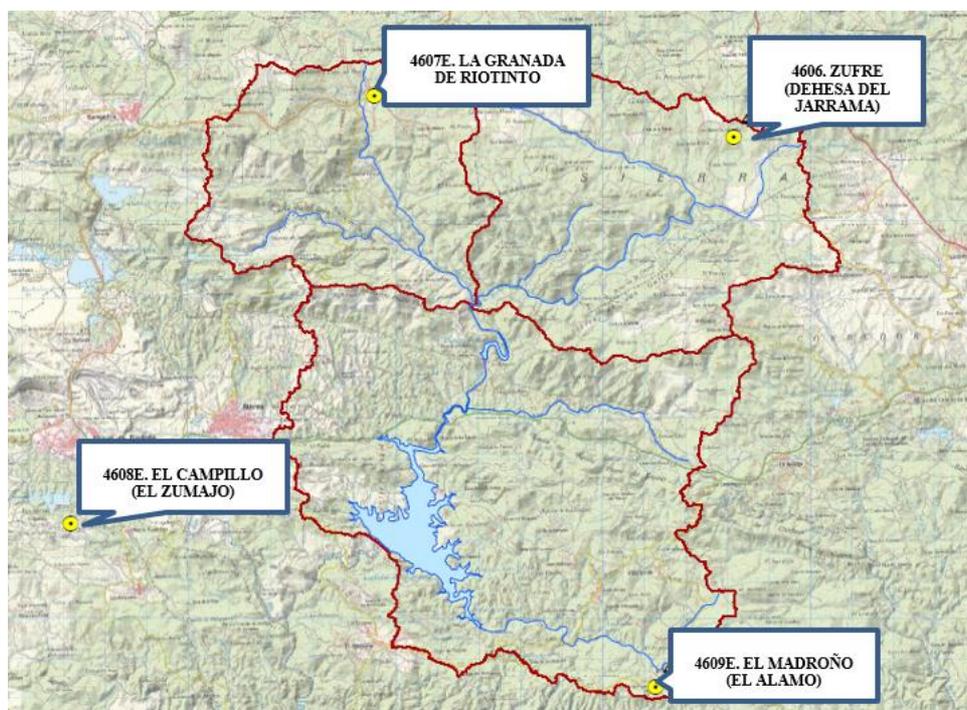


Imagen 17 – Estaciones meteorológicas seleccionadas

5.3.2.2. Completado de series pluviométricas

Para no descartar series de longitud considerable por falta de algunos de sus datos, se ha efectuado un proceso de completado de las series diarias disponibles siguiendo el método de los módulos pluviométricos. Este permite obtener la precipitación mensual en una estación mediante la siguiente expresión:

$$P_x = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{N_x}{N_i} \cdot P_i$$

Donde:

P_i es la precipitación registrada en la estación i empleada para el completado

N_i es el módulo pluviométrico anual medio de la estación i empleada para el completado

N_x es el módulo pluviométrico anual medio de la estación x a completar

P_x es la precipitación estimada

n es el número de estaciones empleadas para el completado de la serie de la estación x .

La naturaleza del método empleado hace necesario descartar los datos posteriores al año hidrológico 1999-2000 debido a que en las estaciones consideradas no existe más de una serie que englobe estos años y, por tanto, pudiera ser usada en el proceso. De igual forma, se han descartado aquellos años con más de 3 meses faltantes, a fin de distorsionar lo mínimo posible los datos que serán posteriormente utilizados.

Módulos pluviométricos

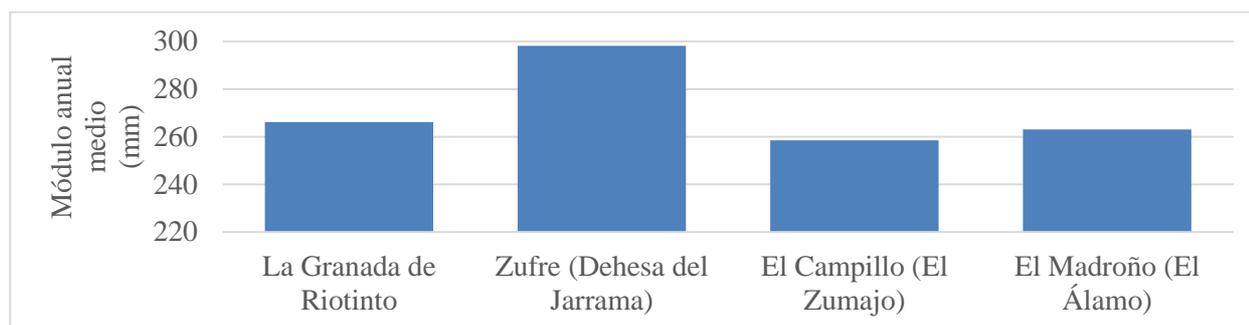
El módulo pluviométrico anual medio se define como la media aritmética de las precipitaciones anuales en una serie de años. Para su obtención, a partir de los registros disponibles se ha calculado en primer lugar la precipitación media mensual de cada año de todas las estaciones seleccionadas. Del sumatorio de estos valores se obtiene el módulo pluviométrico anual de las distintas estaciones.

$$N_i = \sum (P_{med})_{enero} + \dots + (P_{med})_{diciembre}$$

A continuación se recogen los módulos pluviométricos anuales medios de las distintas estaciones consideradas:

Módulo pluviométrico anual medio			
La Granada de Riotinto	Zufre (Dehesa del Jarrama)	El Campillo (El Zumajo)	El Madroño (El Álamo)
266,1	298,2	258,53	263,06

Tabla 20 – Módulos pluviométricos medios de las estaciones consideradas



Gráfica 4 – Módulos pluviométricos medios de las estaciones meteorológicas

De dichos valores se pueden inferir que las estaciones elegidas presentan módulos pluviométricos anuales del mismo orden de magnitud, por lo que al completar los registros con falta de datos no se está alterando de forma notable la pluviometría característica de la zona de estudio. También se observa que la estación “Zufre (Dehesa del Jarrama)” es la que dispone de un módulo más elevado, hecho que puede darse debido a que se trata de la estación cuya serie de datos incluye un mayor número de años húmedos que el resto. No obstante, dada la extensión y calidad de los datos disponibles en esta estación, y para estar del lado de la seguridad a la hora de realizar el cálculo de la precipitación máxima diaria, se ha incluido para la caracterización pluviométrica de la cuenca.

Series pluviométricas completas

Una vez completadas las series seleccionadas para el estudio, se obtienen los siguientes valores de precipitación máxima registrada en las estaciones estudiadas:

AÑO	La Granada de Riotinto	Zufre (Dehesa del Jarrama)	El Campillo (El Zumajo)	El Madroño (El Álamo)
1956 - 1957		65,9		
1957 - 1958		37,5		
1958 - 1959		130,5		
1959 - 1960		78,0		
1960 - 1961		98,2		
1961 - 1962		77,5		
1962 - 1963		81,8		
1963 - 1964		87,6		
1964 - 1965		119,0		60,0
1965 - 1966		53,0		59,0
1966 - 1967		56,0		40,0
1967 - 1968		69,0		62,0
1968 - 1969		59,0		170,0
1969 - 1970		93,0	57,7	75,5

AÑO	La Granada de Riotinto	Zufre (Dehesa del Jarama)	El Campillo (El Zumajo)	El Madroño (El Álamo)
1970 - 1971		60,0	51,0	82,5
1971 - 1972		68,0	68,5	46,0
1972 - 1973		60,0	68,5	44,8
1973 - 1974	60,0	50,0	53,0	53,5
1974 - 1975	60,0	40,0	54,1	40,7
1975 - 1976	44,5	90,0	42,0	57,8
1976 - 1977	57,0	49,0	43,9	47,2
1977 - 1978	60,0	59,0	51,3	59,3
1978 - 1979	61,5	69,0	65,6	64,0
1979 - 1980	36,0	42,0	29,0	35,5
1980 - 1981	44,5	29,0	34,0	50,5
1981 - 1982	88,0		61,0	62,0
1982 - 1983	97,5		90,0	70,0
1983 - 1984	87,0		65,4	65,7
1984 - 1985	79,0		70,6	52,5
1985 - 1986	85,5		55,0	73,7
1986 - 1987	94,0		75,0	57,7
1987 - 1988	85,0		90,0	67,0
1988 - 1989	150,0		135,5	49,0
1989 - 1990	100,0		81,2	87,5
1990 - 1991	51,0		46,0	57,5
1991 - 1992	48,5		53,0	42,0
1992 - 1993	39,0		53,0	72,5
1993 - 1994	48,5		58,3	51,5
1994 - 1995	51,5		71,5	56,1
1995 - 1996	108,5		66,0	119,0
1996 - 1997	94,5		92,0	
1997 - 1998	116,0			
1998 - 1999	53,0			
1999 - 2000	70,0			

Tabla 21 – Valores de precipitación máxima diaria tras el completado de series pluviométricas

5.3.3. Validación de las series anuales de precipitación máxima diaria

Una vez disponibles las series anuales de precipitaciones máximas diarias en las estaciones finalmente aceptadas, para que el proceso de ajuste estadístico de máximos arroje resultados satisfactorios, es necesario despreciar aquellos valores de la serie que presenten una desviación importante y que por lo tanto induzcan o fueren el ajuste estadístico alejándose de la tendencia natural. Dichos valores son conocidos como “outliers”, y pueden darse debido a medidas erróneas, eventos extraordinarios no representativos del comportamiento de la zona, etc.

Para no introducir distorsiones en los ajustes realizados, estos valores anómalos se han eliminado de las series, empleando para ello el método recogido en el Bulletin 17B “Guidelines for determining fluid flow frequency” del USGS. Según este, se fijan dos valores umbral (uno superior y otro inferior), creando así un intervalo de forma que aquellos datos que no se encuentren dentro de él deben ser eliminados.

CHOW et al. (1994) y ZALINA et al. (2002), señalan que los “outliers” bajos deben descartarse si el estudio está enfocado al análisis de eventos extremos máximos, dado que estos valores pueden influir en el ajuste de la distribución de probabilidades. Por el contrario, si no hay información histórica útil para compararla con los “outliers” altos, estos deben ser retenidos como parte del registro sistemático. Se aplicará por tanto a las series estudiadas únicamente el umbral inferior, que viene dado por la siguiente expresión:

$$\mu - K_n \cdot \sigma$$

Donde μ y σ son la media y la desviación estándar de la serie y K_n es una constante que depende del tamaño de la serie y que, para longitudes de la misma comprendidas entre 5 y 100, toma el siguiente valor:

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

Estación	μ	σ	K_n	Valor umbral	Mín. valor de la serie	Outliers
4607E	73,0	26,9	2,5	12,8	36,0	-
4606	68,9	24,1	2,5	18,6	29,0	-
4608E	63,6	20,8	2,5	21,4	29,0	-
4609E	63,5	25,0	2,5	18,3	35,5	-

Tabla 22 – Validación de las series anuales de precipitación máxima diaria

De este análisis puede concluirse que no existen registros de precipitaciones anómalos en las estaciones consideradas, por lo que se consideran válidas estas series para la realización de los ajustes extremos.

5.3.4. Test de Kolmogorov-Smirnoff

El estadístico Smirnoff Kolmogorov (D_{max}) considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra ($F_{gumbel}(x)$, $F_{SQRT}(x)$) frente a la función de probabilidades teórica ($F(x)$). Se trata de una prueba estadística de bondad del ajuste en la que se calcula un estimador y se compara con un valor umbral (D_a) para determinar si el ajuste es adecuado o no.

$$D_{max} = \max((F(x)) - (F_{gumbel}(x), F_{SQRT}(x)))$$

Donde $F(x)$ es la frecuencia de ocurrencia del evento x , que viene dado por la expresión:

$$F(x) = \frac{i}{N + 1}$$

Siendo i el lugar que ocupa x en la serie de longitud N cuando sus valores se ordenan de menor a mayor.

Para que un ajuste se considere válido, se requiere que el valor D_{\max} calculado con la expresión anterior sea menor que el valor D_a , que se obtiene en función del tipo de distribución y del número de datos disponibles de la siguiente forma:

$$D_a = \frac{c_a}{k(n)}$$

c_a , es igual a 1,094 para una distribución exponencial como las que se estudian en este apartado, y $k(n)$ viene dada por:

$$k(n) = \sqrt{n} + 0,12 + \frac{0,11}{\sqrt{n}}$$

Donde n es el tamaño de la muestra considerada.

5.3.5. Ajustes extremales

Una vez contrastados y validados los datos, se emplearán los ajustes extremales de Gumbel y SQRT-ET max para obtener los valores de precipitación máxima asociados a los diferentes periodos de retorno considerados.

Ajuste de Gumbel

El ajuste de Gumbel es uno de los más empleados en estudios pluviométricos por su sencillez de aplicación. Este se basa en la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$$

Donde:

$F(x)$, es la frecuencia de Weibull de la precipitación x que se desea determinar, es decir, la probabilidad de que se presente un valor inferior a x . Ésta está relacionada con el valor del periodo de retorno para la precipitación x mediante la siguiente fórmula:

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T}$$

Siendo T el período de retorno para el que se calcula la precipitación x .

Los valores α y u son parámetros estadísticos del ajuste, obtenidos haciendo uso de las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{\sigma^*}{\sigma}$$

$$u = \bar{x} - \frac{\bar{y}}{\alpha}$$

Siendo:

\bar{x} → es el promedio de las precipitaciones máximas diarias registradas por la estación

σ → es la desviación típica de las precipitaciones máximas diarias registradas por la estación

σ^*, \bar{y} → son parámetros tabulados en función del número de datos disponible.

Ajuste SQRT-ET max

El método SQRT-ET MAX se basa en 3 hipótesis principales:

1. La duración y la intensidad máxima de una tormenta individual son variables estadísticamente independientes entre sí.
2. La duración de la tormenta se distribuye según una distribución exponencial y la intensidad máxima según una distribución de tipo Gamma.
3. La cantidad de lluvia caída en una tormenta es proporcional al producto de la duración y la intensidad máxima precipitación siendo la constante de proporcionalidad de 0,50. Lo que conduce a una forma triangular del hietograma.

De la aplicación de estos principios se deduce que la función de distribución que proporciona el volumen de lluvia total de una tormenta individual tiene la siguiente forma:

$$F(x) = [1 - (1 + \sqrt{\alpha \cdot x}) \cdot \exp(-\sqrt{\alpha \cdot x})]$$

Esta formulación fue denominada por Utah y Murta como SQRT-ET.

Si se tiene en cuenta que las tormentas son fenómenos que describen un proceso de Poisson, el tiempo transcurrido entre dos tormentas sigue una distribución exponencial y por tanto se puede aplicar una maximización del proceso de Poisson, obteniéndose así la distribución estadística de los máximos, que fue denominada SQRT-ET MAX y que responde a la siguiente expresión:

$$F(x) = \exp[-k(1 + \sqrt{\alpha \cdot x}) * \exp(-\sqrt{\alpha \cdot x})]$$

Donde F(x) es la frecuencia de Weibull de la precipitación x a determinar, y donde k y α son los parámetros de forma y escala que dependen de la media y desviación típica de la serie de datos de que se dispone. La formulación que hace posible la obtención de estos parámetros es la siguiente:

$$\ln(k) = \sum_{i=0}^{i=6} a_i \cdot [\ln(C_v)^i]$$

$$\alpha = k \cdot \frac{I_L}{\left[\frac{1 - \exp(-k)}{2\bar{x}} \right]}$$

$$\ln(I_L) = \sum_{i=0}^{i=6} b_i \cdot [\ln(C_v)^i]$$

Donde:

C_v , es el coeficiente de variación de los datos recogidos por la estación, que viene dado por $C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}}$

σ , es la desviación típica de los datos recogidos por la estación.

\bar{x} , es el promedio de los datos recogidos por la estación.

a_i y b_i son valores tabulados

Comparación de resultados

En el **Anexo 4. Ajustes Extremales de Precipitación** incluido en el presente estudio se recogen los ajustes realizados con los datos correspondientes a las diferentes estaciones estudiadas. A modo de resumen se incluye la Tabla 23. Los mayores valores han sido resaltados en negrita.

T (años)	Precipitación máxima calculada							
	La Granada de Riotinto		Zufre (Dehesa del Jarama)		El Campillo (El Zumajo)		El Madroño (El Álamo)	
	Gumbel	SQRT-ET MAX	Gumbel	SQRT-ET MAX	Gumbel	SQRT-ET MAX	Gumbel	SQRT-ET MAX
2	68,9	66,9	65,2	63,8	60,5	59,1	59,7	58,4
5	96,7	89,6	90,3	83,8	81,7	76,6	85,0	79,1
10	115,0	107,0	106,9	98,4	95,8	89,4	101,7	94,4
25	138,3	128,7	127,8	118,3	113,6	106,8	122,8	115,4
50	155,5	150,7	143,4	134,1	126,8	120,7	138,5	132,2
100	172,6	168,0	158,8	150,8	139,9	135,2	154,1	150,0
500	212,1	292,0	194,4	192,7	170,1	171,7	190,1	194,9
1.000	229,1	325,6	209,7	212,2	183,1	188,6	205,6	215,9
5.000	268,5	410,1	245,3	260,9	213,3	230,7	241,5	268,4
10.000	285,5	449,3	260,6	283,5	226,3	250,3	256,9	292,9

Tabla 23 – Comparación de resultados obtenidos por Gumbel y SQRT-ET MAX

Se observa que los valores obtenidos mediante el ajuste SQRT-ET son menores que los proporcionados por el ajuste de Gumbel para periodos de retorno pequeños. Para periodos de retorno superiores a 100 años, no obstante, es el ajuste SQRT-ET max el que proporciona valores mayores y, por tanto, se encuentra del lado de la seguridad. Dado que a mayores periodos de retorno le corresponden precipitaciones mayores, se considera que es preferible tomar los valores calculados mediante el ajuste SQRT-ET max.

5.3.6. Precipitaciones máximas asociadas a subcuencas

De los ajustes estadísticos realizados se ha obtenido el valor de precipitación máxima diaria correspondiente a cada periodo de retorno que se asocia a las diferentes estaciones consideradas. Es necesario por tanto realizar la transformación de estos valores para asociarlos a las subcuencas estudiadas. Para ello, se hará uso del método de los polígonos de Thiessen. El cálculo de las áreas de influencia de las distintas estaciones meteorológicas (mostradas en la Imagen 18) se ha llevado a cabo, de acuerdo a lo establecido en el **Anexo 5. Precipitaciones Máximas Asociadas a Subcuencas** del presente estudio, mediante las herramientas proporcionadas por el programa ArcGis 10.3.

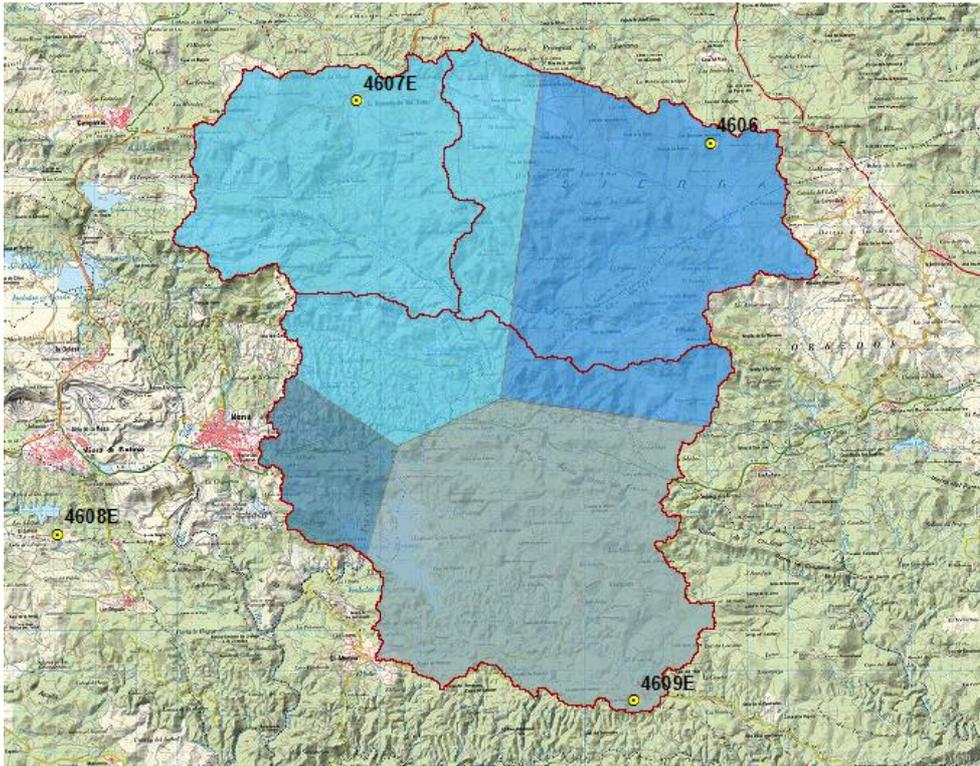


Imagen 18 – Polígonos de Thiessen de las estaciones consideradas

A continuación se muestran los pesos relativos a tener en cuenta en las distintas subcuencas estudiadas, así como en la totalidad de la cuenca de aportación:

	4607E		4606		4608E		4609E	
	Área de influencia	Peso relativo						
S1	11,6	23,8	37,0	76,2	0,0	0,0	0,0	0,0
S2	34,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S3	14,3	17,8	7,5	9,4	9,1	11,3	49,5	61,5
Cuenca total	59,9	36,7	44,6	27,3	9,1	5,6	49,5	30,4

Tabla 24 – Pesos de las diferentes estaciones en las cuencas de estudio

En base a los valores obtenidos en la Tabla 24, y aplicando la formulación del método propuesto:

$$\bar{P} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^G a_i \cdot p_i$$

Donde:

A, es el área total de la cuenca de estudio

G es el número de subregiones o zonas de influencia de cada estación que afectan a la cuenca en cuestión

p_i , es la precipitación medida (o calculada) en cada pluviómetro

a_i , es el área de la cuenca comprendida en cada zona de influencia

\bar{P} , es la precipitación asociada a la cuenca de estudio

Se obtienen los siguientes resultados:

	Precipitación máxima diaria									
	T=2 años	T=5 años	T=10 años	T=25 años	T=50 años	T=100 años	T=500 años	T=1.000 años	T=5.000 años	T=10.000 años
S1	64,6	85,2	100,4	120,8	138,1	154,9	216,4	239,2	296,4	323,0
S2	66,9	89,6	107,0	128,7	150,7	168,0	292,0	325,6	410,1	449,3
S3	60,5	81,2	96,5	117,1	134,4	151,6	209,4	232,0	288,7	315,1
Cuenca total	63,0	84,1	99,8	120,6	138,9	156,0	228,7	253,7	316,3	345,4

Tabla 25 - Precipitación máxima diaria para las cuencas de estudio

5.3.7. Curvas IDF de la cuenca

Las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) se definen como las curvas resultantes de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o periodo de retorno. Es decir, se trata de una representación gráfica de cómo de intensa es una precipitación en función de la duración del episodio de lluvias y la probabilidad de excedencia del mismo.

El método para la obtención de las mismas se basa en procesos estadísticos y probabilísticos que se desarrollan en tres pasos fundamentales:

1. Determinación de la precipitación e intensidad máxima según la duración de la tormenta.
2. Obtención de la relación entre la intensidad precipitación-frecuencia
3. Obtención de la curva IDF de la cuenca.

Precipitación máxima según la duración de la tormenta

La relación entre la precipitación máxima y la duración de la tormenta viene dada por una serie de coeficientes como los propuestos por D.F. Campos A. en 1978 recogidos en la Tabla 26. Estos permiten relacionar la precipitación máxima suponiendo una duración de 24 h con la que se daría para distintas duraciones.

Duración en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0,30	0,39	0,46	0,52	0,57	0,61	0,68	0,80	0,91	1,00

Tabla 26 – Coeficientes de relación con la precipitación máxima en 24 horas

Una vez calculados los valores de precipitación máxima asociados a los distintos periodos de retorno considerados y las diferentes duraciones de la tormenta, es posible transformar dichos datos en términos de intensidad máxima, haciendo uso de la siguiente expresión

$$I \left(\frac{mm}{h} \right) = \frac{P_{max}(mm)}{duración(h)}$$

Relación precipitación intensidad-frecuencia

Una vez establecida la relación entre la intensidad y la duración del evento tormentoso para cada uno de los periodos de retorno estudiados, se trata de enlazar esta con la probabilidad de ocurrencia de la tormenta. Para ello, se representan las curvas duración-intensidad a partir de los valores obtenidos en apartados anteriores con el objetivo de obtener la curva de regresión que se ajusta a las mismas. Esta tendrá la siguiente forma:

$$I = \frac{k \cdot T^m}{t^n}$$

Donde:

T, es el periodo de retorno de la tormenta considerada (años)

t, es la duración del evento tormentoso considerado (min)

I, es la intensidad máxima calculada en el paso anterior (mm/h)

k, m, y n son las constantes de la regresión lineal múltiple a determinar

A fin de calcular las constantes necesarias para definir la curva de regresión es necesario realizar en primer lugar un cambio de variable:

$$d = k \cdot T^m$$

De manera que la curva de regresión adquiera la siguiente forma:

$$I = d \cdot t^{-n}$$

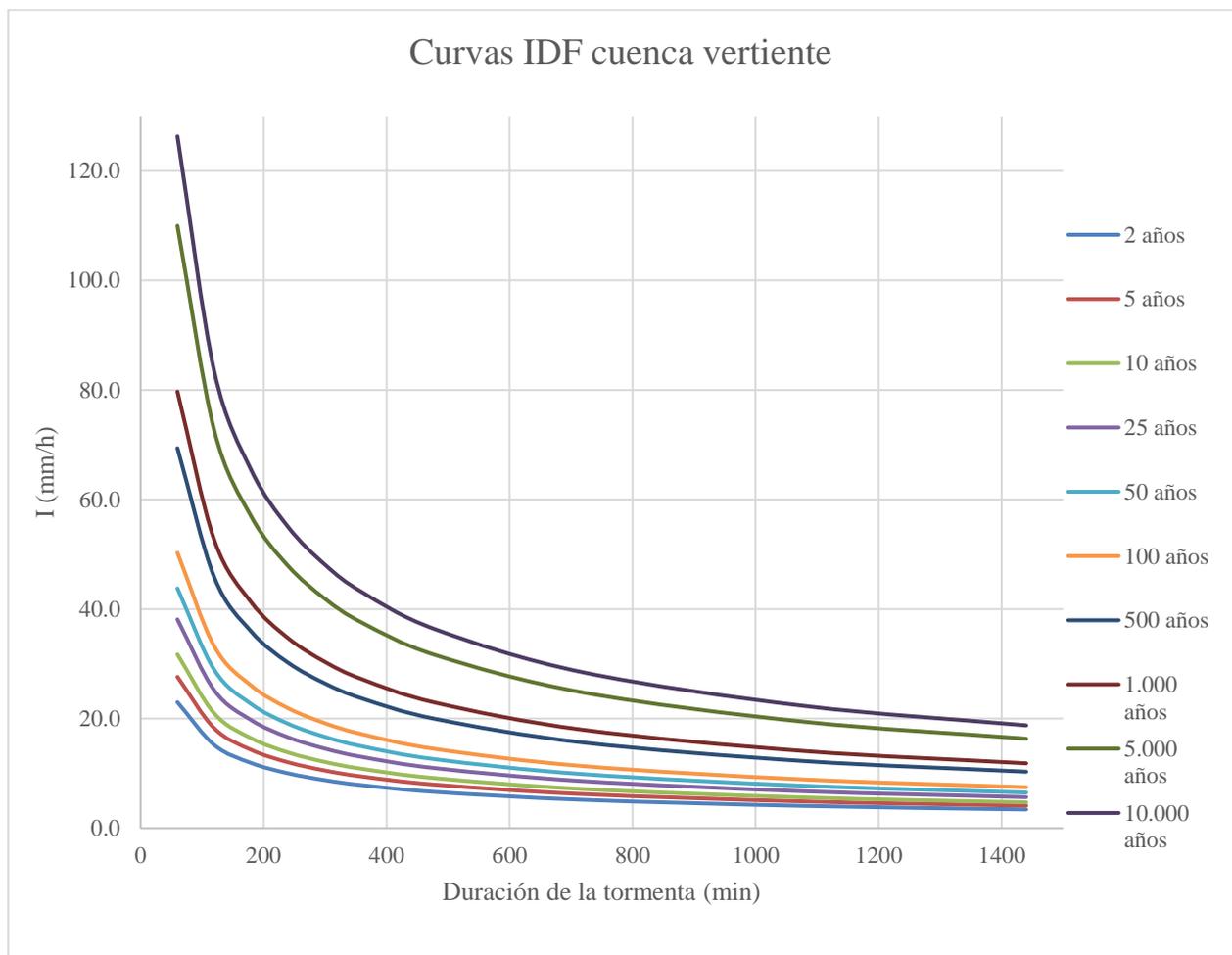
De la totalidad de las curvas ID calculadas para los distintos periodos de retorno, se extraen valores de los parámetros d y n. Del promedio de los mismos se extraerán los valores definitivos de estos parámetros.

Obtención de la curva IDF

Por último, se introducen los parámetros obtenidos en el paso anterior en la formulación descrita, se obtiene la curva IDF de la cuenca objeto de estudio mediante la siguiente expresión:

$$I = \frac{233,5 \cdot T^{0,2}}{t^{0,6}}$$

Esta establece una relación directa entre la duración de la tormenta en minutos, el periodo de retorno de la misma en años y la intensidad del evento tormentoso. Haciendo uso de dicha fórmula es posible obtener las curvas mostradas en la Gráfica 5.



Gráfica 5 – Curvas IDF de la cuenca vertiente

5.3.8. Definición de la forma y duración del hietograma

La construcción de los hietogramas de cálculo se realizará mediante aplicación del método de los bloques alternos. Este permite obtener la precipitación acumulada correspondiente a un intervalo de tiempo Δt multiplicando la intensidad asociada a dicho intervalo (obtenido a través de las curvas IDF definidas anteriormente) por su duración. Repitiendo este procedimiento para cada uno de los tramos en los que se discretiza el evento tormentoso y tomando diferencias entre valores sucesivos de precipitación, se tienen los valores de la precipitación en el intervalo. Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la izquierda y hacia la derecha del bloque central.

De acuerdo a esta definición del hietograma, las intensidades en cada intervalo de tiempo no dependen de la duración total de la tormenta. Es por esto por lo que con largas duraciones se tienen tormentas más severas, manteniendo la intensidad punta y aumentando el volumen total de precipitación. A esto hay que sumarle el hecho de que a mayor duración de la tormenta más saturado se haya el suelo al caer el máximo del hietograma. Por todo ello, se ha optado por elegir duraciones largas para las tormentas de diseño.

A fin de estudiar el efecto de la duración de la tormenta en el hidrograma resultante se han introducido en el programa HEC-HMS diferentes tormentas (correspondientes con un periodo de retorno de 10.000 años) para poder observar cómo afecta cada una de ellas a la cuenca de estudio. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 27.

DURACIÓN DE LA TORMENTA (h)	CAUDAL PUNTA (m ³ /s)	VOLUMEN ENCERRADO EN EL HIDROGRAMA (Hm ³)
8	1.140,0	46,3
12	1.223,4	49,8
24	1.361,8	63,6
28	1.388,6	66,6
32	1.409,3	69,2

Tabla 27 – Efecto de la duración de la tormenta en el hidrograma resultante

Se observa que, efectivamente, cuanto más larga sea la tormenta, mayor es el volumen encerrado por el hidrograma y mayor es el caudal punta. De acuerdo a los resultados obtenidos, se adopta una duración para la tormenta de diseño de 24 horas, que es suficientemente larga para considerar volúmenes de aportación del lado de la seguridad, pero probables.

Este episodio se descompondrá en bloques de 60 min de duración de forma que quede la precipitación correctamente discretizada y cumpliendo así el criterio de $D_{\text{mínimo}} (0,2 \cdot T_c)$ que recomienda el CEDEX en su publicación “*Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas*”.

5.3.9. Factor de simultaneidad y de mayoración por precipitación en 24 horas

En cuanto a la distribución espacial de la lluvia, hay que tener en cuenta la no simultaneidad en toda la cuenca de un aguacero de determinado periodo de retorno, por lo que debe aplicarse un factor reductor que transforme los valores puntuales de lluvia registrados, en valores areales sobre toda la cuenca receptora. La experiencia recogida en numerosos trabajos demuestra que el valor de este factor disminuye con el área de la cuenca y aumenta con la duración del aguacero.

Para su evaluación está muy extendido el empleo de la fórmula de Témez, deducida a partir de estudios relativamente recientes realizados en España para lluvias de 24 horas y que se adjunta en la ya mencionada monografía del CEDEX “*Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas*”:

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

	S1	S2	S3	Cuenca total
K_A	0,89	0,90	0,87	0,85

Tabla 28 - Factor de simultaneidad para cada cuenca

Además, la Organización Meteorológica Mundial (basada en estudios realizados por Hershfield publicados en el Rainfall Frequency Atlas of the United States Technical Paper nº40 Weather Bureau, US Department of Commerce, Washintong DC.115 pp) recomienda aplicar un coeficiente de mayoración de $k_b = 1,13$ para pasar de la precipitación ordinaria (medida en los pluviómetros de 7 a 7 de la mañana) a la tormenta de 24 horas.

Estos factores permiten obtener la intensidad de diseño de la siguiente forma:

$$I_d = \frac{P_d \cdot K_A \cdot K_b}{24}$$

Donde:

P_d , es la precipitación diaria

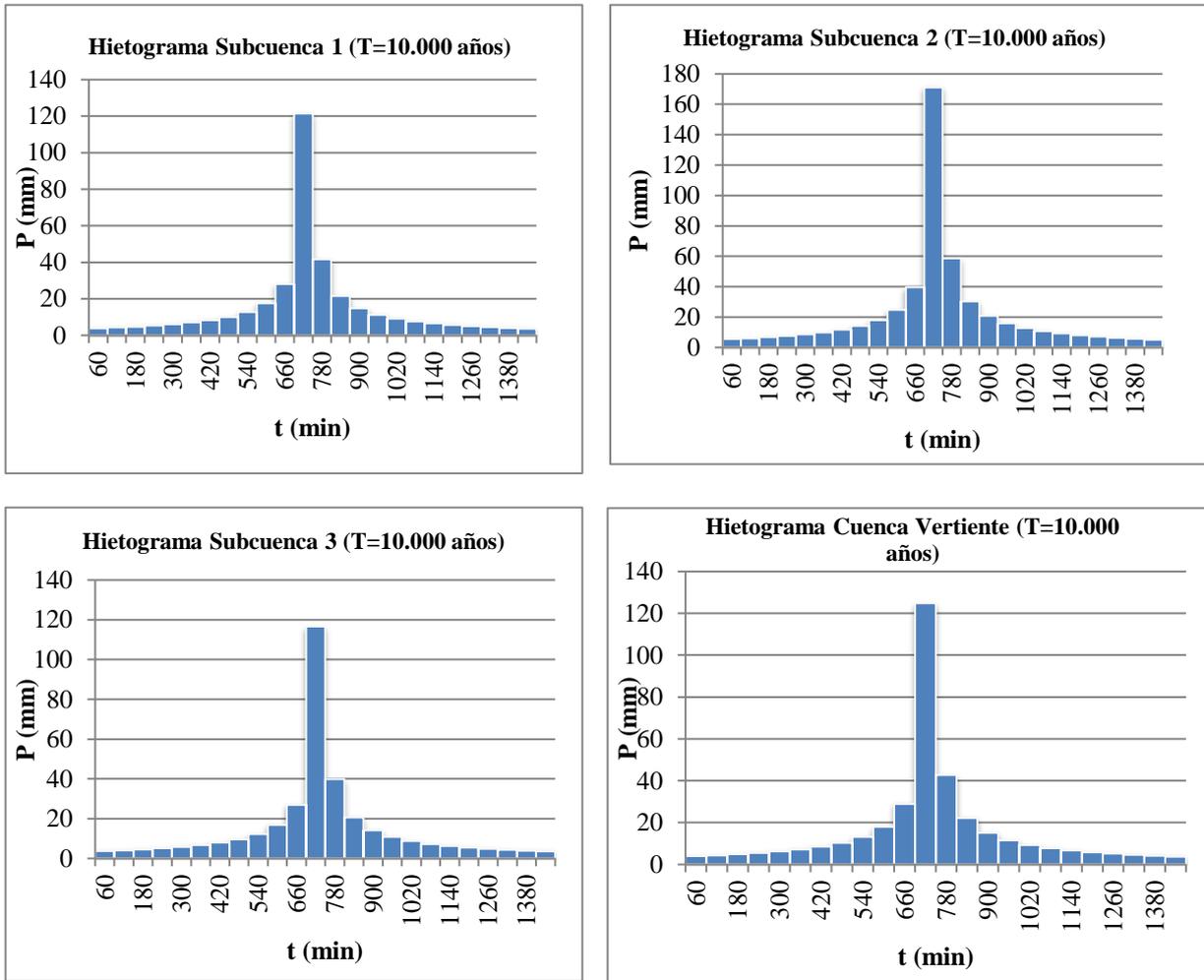
I_d , es la intensidad de diseño

5.3.10. Hietogramas de cálculo

Los pasos seguidos para la determinación del hietograma de la lluvia para cada periodo de retorno son los siguientes:

1. Discretización de la duración total de la tormenta en bloques de 60 minutos de duración.
2. Cálculo de la intensidad de la lluvia mediante la aplicación de las curvas IDF obtenidas en apartados anteriores.
3. Cálculo de la intensidad de diseño, de acuerdo a la formulación descrita anteriormente.
4. Cálculo de la lluvia acumulada multiplicando la intensidad obtenida en el paso anterior por la duración del intervalo.
5. Cálculo del volumen incremental de la lluvia, siendo este la diferencia sucesiva entre la lluvia acumulada calculada para la duración t y la duración $t-\Delta t$.
6. Obtención del hietograma de bloques alternos mediante la ordenación de los distintos intervalos de forma que la punta de lluvia quede centrada.

En el **Anexo 7. Hietogramas de Cálculo** del presente estudio se recogen los hietogramas calculados para los distintos periodos de retorno en la cuenca de estudio, así como en las subcuencas en las que se ha dividido esta.



Gráfica 6 – Hietogramas de cálculo de la cuenca de estudio

5.4. Precipitación efectiva

A partir de los hietogramas de lluvia bruta calculados en el apartado anterior, es posible obtener los correspondientes a la precipitación efectiva, entendiendo como tal a la cantidad de agua precipitada que no es absorbida o retenida y que genera la escorrentía. Para su cálculo se hará uso del método desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS), tal y como se explica a continuación.

5.4.1. Umbral de escorrentía y número de curva

Un aspecto fundamental a la hora de realizar un estudio hidrológico es conocer el comportamiento del terreno frente un episodio de lluvia. Es decir, qué cantidad de lluvia escurre sobre el suelo y cuánta es absorbida por el mismo. Esta capacidad de retención se puede tener en cuenta a partir de uno de los siguientes parámetros:

Umbral de escorrentía (P_o)

Se define como el máximo volumen precipitado (mm) que es capaz de absorber el terreno antes de que ésta comience a escurrir sobre él.

Si el valor de la precipitación acumulada es menor que P_o del terreno este absorberá por completo el volumen precipitado. Una vez la precipitación acumulada supera el de P_o , la capacidad de absorción del suelo se ve sobrepasada y el exceso de lluvia se transforma en escorrentía. Es decir:

$$P_e = 0 \quad P_{ac} < P_o$$

$$P_e = P_{ac} - P_o \quad P_{ac} \geq P_o$$

Siendo:

P_e , la precipitación efectiva en mm

P_{ac} , la precipitación acumulada

P_o , el umbral de escorrentía

Para la obtención de los valores de P_o de las cuencas de estudio se ha hecho uso de la capa SIG: “*Umbral de escorrentía (mm) en condiciones de humedad media del suelo para el método racional modificado*” extraída de la web del Ministerio de Agricultura y Pesca; Alimentación y Medio Ambiente, obteniéndose los valores medios que se recogen a continuación:

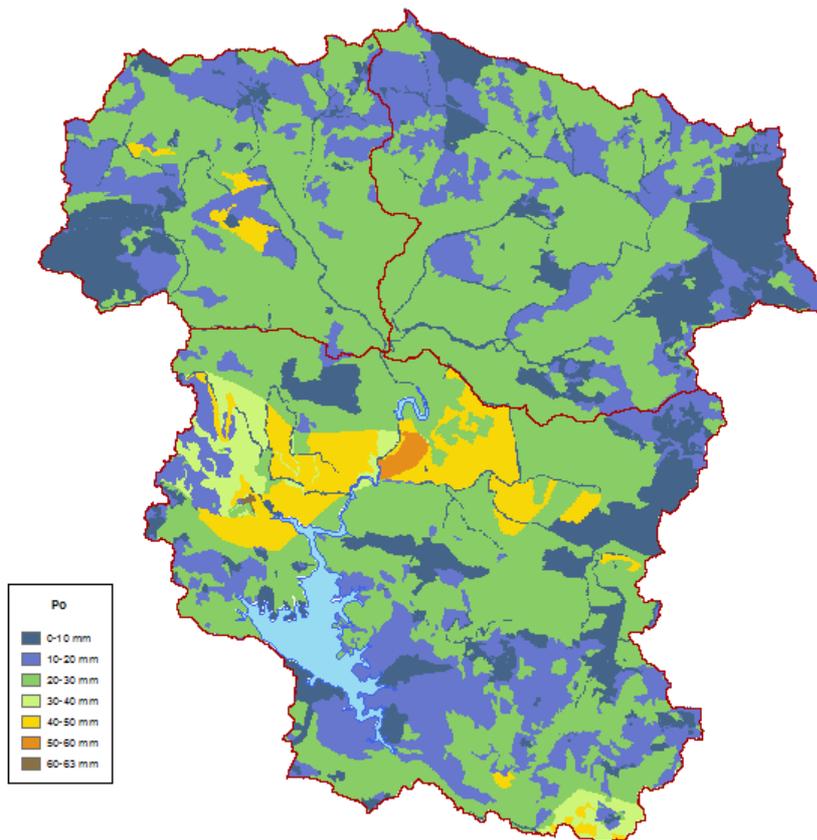


Imagen 19 – Valores de P_o para las cuencas de estudio

Cuenca	S1	S2	S3	Cuenca completa
P_o (mm)	20,6	21,0	22,5	21,6

Tabla 29 – Valores medios de P_o para las cuencas de estudio

Número de Curva (CN)

Este concepto se encuentra unívocamente relacionado con el umbral de escorrentía. Representa el mismo concepto que este, pero con la ventaja de su carácter adimensional. La relación entre estos dos conceptos viene dada por la siguiente fórmula:

$$P_o \text{ (mm)} = \frac{5.000}{CN} - 50$$

Para la definición del CN es esencial conocer el estado de saturación del suelo previo a la tormenta considerada. Para tener en cuenta los distintos escenarios posibles en este aspecto, se definen tres condiciones: I (seco), II (medio) y III (húmedo). La condición I representa un suelo muy seco por lo que se reduce en gran medida el coeficiente de escorrentía, mientras que la condición III representa la situación más adversa caracterizada por una situación de cinco días de precipitaciones significativas previas. La condición II, sin embargo, responde a una situación intermedia. Como criterio se puede adoptar la siguiente precipitación media en los últimos cinco días:

CONDICIÓN	LLUVIA TOTAL EN LOS ÚLTIMOS 5 DÍAS	
	ESTACIÓN SECA	ESTACIÓN HÚMEDA
I	< 13	< 36
II	13 – 28	36 – 53
III	> 28	> 53

Tabla 30 – Criterio de clasificación en función de la lluvia en los últimos 5 días

A su vez los valores del NC para las distintas condiciones se encuentran relacionados entre sí mediante las siguientes expresiones:

$$CN (I) = \frac{4,2CN(II)}{10-0,058CN(II)} \quad ; \quad CN (III) = \frac{23CN(II)}{100,13CN(II)}$$

A efectos del presente estudio, se supondrá la situación intermedia, por lo que los valores del número de curva de las distintas cuencas se calcularán a partir del umbral de escorrentía ya determinado en el Anexo 8, a partir de la relación propuesta por el SCS.

En cuanto al porcentaje de la cuenca considerado impermeable, no se han detectado superficies urbanizadas de tamaño notable, únicamente viviendas dispersas que no proporcionan impermeabilidad a la cuenca.

Subcuenca	SCS Curve Number
S1	71,1
S2	70,8
S3	69,3

Tabla 31 – Parámetros que definen las subcuencas del modelo

5.4.2. Cálculo del hietograma de precipitación efectiva

Una vez queda definida la capacidad de abstracción del terreno bajo análisis, es posible determinar qué cantidad de agua precipitada es retenida por el mismo y cuanta se transformará en escorrentía en cada uno de los intervalos en los que se ha discretizado la tormenta. Esto se lleva a cabo mediante la aplicación de los siguientes pasos:

1. En primer lugar, es necesario calcular la precipitación acumulada para cada intervalo del hietograma original. Para ello, se realiza la suma sucesiva de los bloques alternos calculados.
2. Cálculo de la lluvia neta o efectiva acumulada de acuerdo a la metodología desarrollada por el Soil Conservation Service (SCS), según la cual la relación de la precipitación efectiva y bruta acumuladas viene dada por la siguiente expresión:

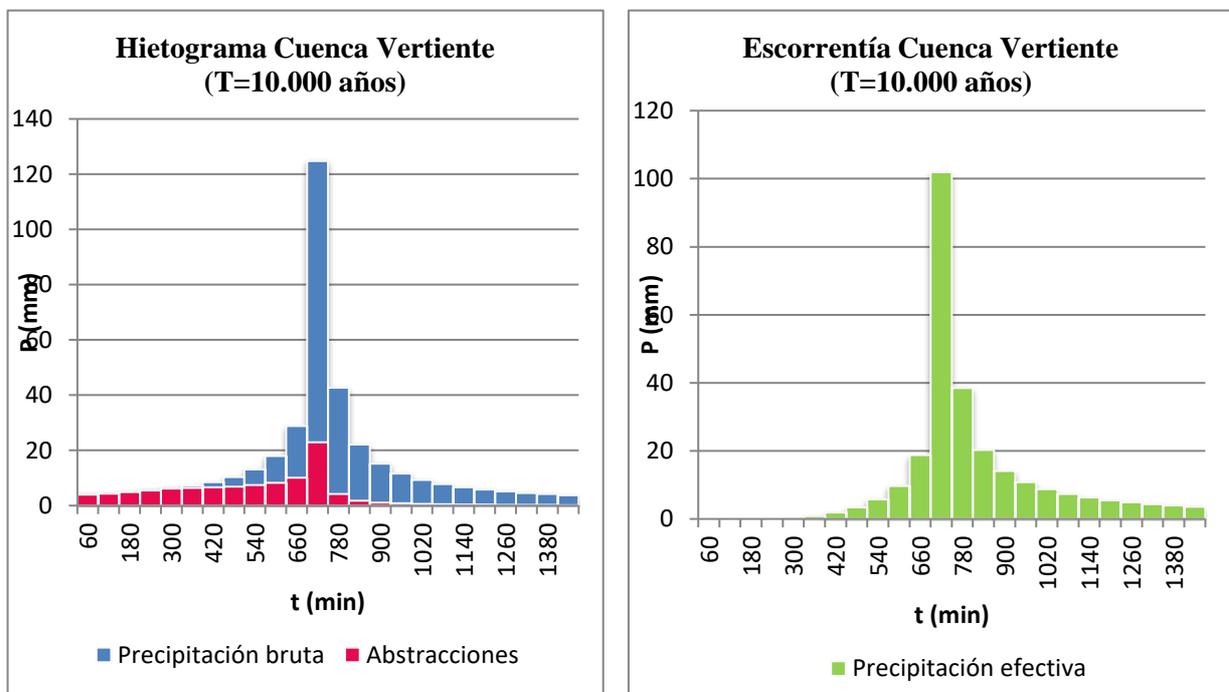
$$P_e = \frac{(P - P_o)^2}{P - P_o + S}$$

Donde $S = \frac{P_o}{0,2}$

3. Cálculo del hietograma de lluvia neta o efectiva, que vendrá dado, al igual que en el caso de la lluvia total, por la diferencia entre la precipitación neta acumulada para el instante t y el t-Δt.
4. Cálculo de las abstracciones, es decir, la precipitación absorbida por el terreno. Estas vienen dadas por la diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de lluvia neta o efectiva.

Este procedimiento se ha llevado a cabo únicamente para el caso de la cuenca completa, ya que para las distintas subcuencas la escorrentía se calculará mediante un modelo introducido en el programa HEC-HMS que únicamente requiere para realizar la simulación ciertos parámetros de la cuenca y el hietograma de lluvia total

En el **Anexo 8. Hietogramas de Precipitación Efectiva** incluido en el presente estudio se muestran estos hietogramas para los distintos periodos de retorno considerados.



Gráfica 7 – Hietograma de precipitación efectiva para T=10.000 años

5.5. Hidrogramas de la Cuenca vertiente

En base a lo expuesto a lo largo de este capítulo, se procede en el presente apartado al cálculo de los hidrogramas generados en el punto en el que se sitúa el embalse como consecuencia de las tormentas estudiadas con anterioridad, siendo este el fin último de este estudio hidrológico. Para ello, se emplearán tres metodologías distintas, a fin de analizar los diferentes resultados proporcionados por cada una de ellas. Estos métodos serán los siguientes:

- Método Racional Modificado aplicado sobre el Hidrograma Unitario del SCS.
- Método del Hietograma Unitario Triangular (HUT)
- Simulación de la cuenca y subcuencas en el programa HEC-HMS

El procedimiento correspondiente a las distintas metodologías propuestas, así como la totalidad de los resultados obtenidos se recogen en el **Anexo 10. Hidrogramas de la cuenca Vertiente**.

5.5.1. Método Racional Modificado + Hidrograma Unitario del SCS

En este caso se llevará a cabo en primer lugar el cálculo del caudal punta en el punto de control de la cuenca (la presa del Jarama) haciendo uso del Método Racional Modificado. Dado que el MRM proporciona valores de caudal punta, pero no la distribución temporal de caudales, se aplicará este valor al hidrograma unitario propuesto por el SCS, lo que permitirá calcular el hidrograma global de la cuenca.

Método Racional Modificado

El Método Racional Modificado fue desarrollado por el profesor J.R. Témez para la Dirección General de Carreteras como mejora del método racional original propuesto por Emil Kuichling en 1889. Este se basa en la idea de que, en un aguacero ideal, de duración indefinida, con intensidad de lluvia neta E constante, el caudal Q en el punto de desagüe de la cuenca, irá creciendo hasta alcanzar el punto de equilibrio. En dicho momento, la intensidad de salida de agua se igualará con la de entrada de la cuenca, estabilizándose el caudal a partir de entonces:

$$Q = E \cdot A$$

No obstante, esto únicamente es cierto para cuencas completamente impermeables, por lo que fue necesario realizar la calibración de dicha expresión. Tras numerosos experimentos realizados en gran variedad de cuencas aforadas, Témez modificó la fórmula original, proponiendo la siguiente en su lugar:

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

Donde:

Q (m^3/s), es el caudal punta en el punto de desagüe correspondiente a un periodo de retorno dado.

C , es el coeficiente de escorrentía de la cuenca drenada.

I (mm/h), es la intensidad media de precipitación correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración.

A (km^2), es la superficie de la cuenca.

K , es el coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

El coeficiente de escorrentía C , define la parte de la precipitación de intensidad I (mm/h) que genera el caudal de avenida en el punto de control de la cuenca. Este coeficiente se obtendrá mediante la siguiente fórmula, adoptada de la nueva instrucción de carreteras (2016) “5.2-IC Drenaje Superficial”:

$$C = \frac{\left(\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_o} - 1\right) \cdot \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_o} + 23\right)\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_o} + 11\right)^2} \quad \text{Para } P_d \cdot K_A > P_o$$

Donde:

P_d (mm), es la precipitación máxima diaria correspondiente al periodo de retorno considerado

K_A (adimensional) es el factor reductor por área de la cuenca obtenida en el Anexo 7.

P_o , es el umbral de escorrentía obtenido en el Anexo 8.

A continuación se incluyen los coeficientes de escorrentía de la cuenca para cada uno de los periodos de retorno considerados.

INTENSIDAD MEDIA DIARIA DE PRECIPITACIÓN CORREGIDA

La intensidad de precipitación $I(T, t)$ correspondiente a un período de retorno T , y a una duración del aguacero t , viene dada por la siguiente expresión:

$$I(T, t) = I_d \cdot F_{int}$$

Donde:

$I(T, t)$ (mm/h), es la intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno T y a una duración del aguacero t . Para su aplicación en la fórmula del MRM, la duración del aguacero a emplear es la que corresponde al tiempo de concentración ($t = t_c$) de la cuenca.

I_d (mm/h), es la intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T . Este parámetro viene dado por la siguiente expresión:

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

F_{int} (adimensional), es el factor de intensidad que introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio y se define como:

$$F_{int} = \max(F_a ; F_b)$$

Donde

$$F_a = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{3,5287 - 2,58t_c^{0,1}}$$

Y siendo:

$$F_b = k_b \cdot \frac{IDF(T, t_c)}{IDF(T, 24)}$$

Los parámetros precipitación máxima diaria (P_d), factor de simultaneidad (K_A) y factor de mayoración (k_b) ya se han determinado en el Anexo 7. Las curvas IDF de las cuencas de estudio por su parte se recogen en el **Anexo 6. Curvas IDF de la Cuenca.**

COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA PRECIPITACIÓN

El coeficiente K_t tiene en cuenta la falta de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación. Se obtendrá a través de la siguiente expresión:

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

Donde:

t_c (horas) tiempo de concentración de la cuenca

En este caso, para un tiempo de concentración de la cuenca de 8,9 horas, se obtiene un valor del coeficiente de uniformidad de 1,5.

CAUDALES PUNTA

En base a los parámetros y la formulación descritos a lo largo del presente apartado se procede a la obtención de los siguientes valores correspondientes a los caudales punta para los diferentes periodos de retorno considerados:

Método racional Modificado					
T (años)	C	I (T, t) (mm/h)	A (km ²)	Kt	Q (m ³ /s)
10.000	0,8	28,4	163,4	1,5	1.498,1
5.000	0,7	26,0			1.329,2
1.000	0,7	20,9			972,1
500	0,6	18,8			833,6
100	0,5	12,8			453,1
50	0,5	11,4			371,2
25	0,4	9,9			288,2
10	0,4	8,2			201,5
5	0,3	6,9			142,4
2	0,2	5,2			74,7

Tabla 32 - Caudales punta obtenidos por el método racional modificado

Hidrograma Unitario del SCS

Dado que los cálculos hidrológicos se llevan a cabo en situación no permanente, es necesario trabajar con un hidrograma que permita conocer la distribución de los caudales obtenidos a lo largo del tiempo. Para ello, al no disponerse de registro de hietogramas e hidrogramas propios en el ámbito de estudio, es necesario recurrir a algún hidrograma unitario sintético con sólo uno o dos parámetros. En este caso se empleará el hidrograma unitario del Soil Conservation Service (SCS), un hidrograma adimensional obtenido del análisis de un gran número de cuencas rurales de reducido tamaño, adoptando valores medios.

El hidrograma viene definido por los parámetros adimensionales t/T_p y Q/Q_p , siendo Q_p el caudal punta y T_p el tiempo en el que se produce este. La relación entre estos valores viene definida por la expresión:

$$\frac{Q_p}{A} = 2,08 \cdot \frac{1}{T_p}$$

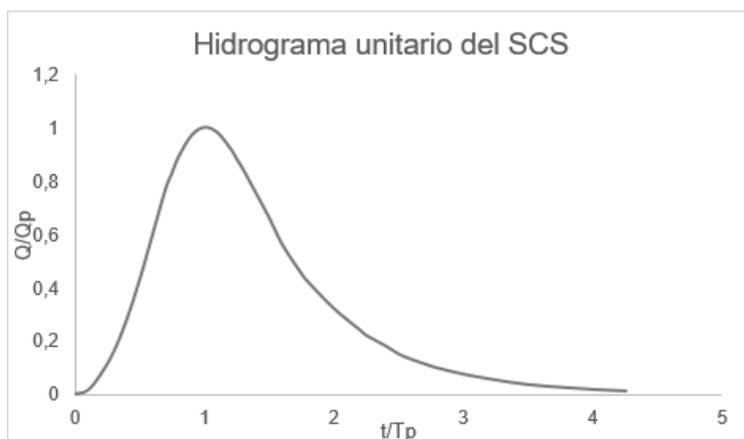
Donde:

A, es el área de la cuenca

T_p , es el tiempo que transcurre hasta que se alcanza la punta del hidrograma

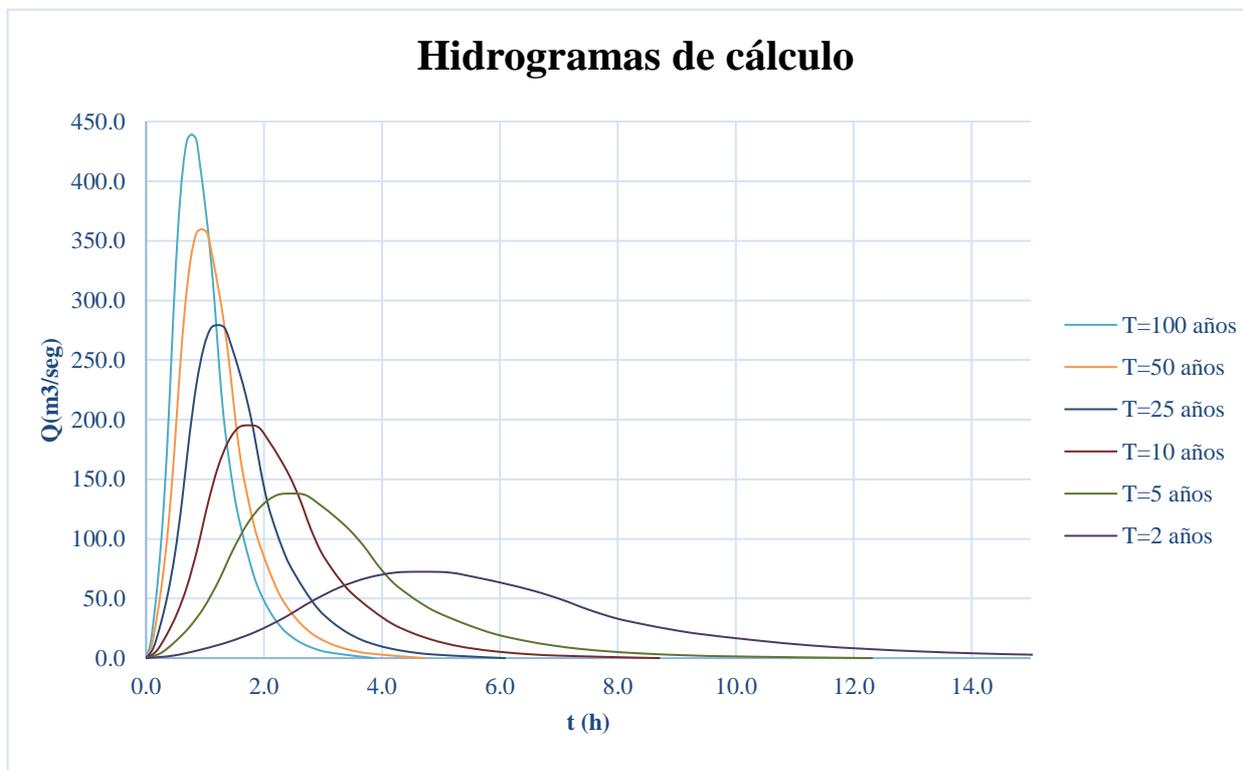
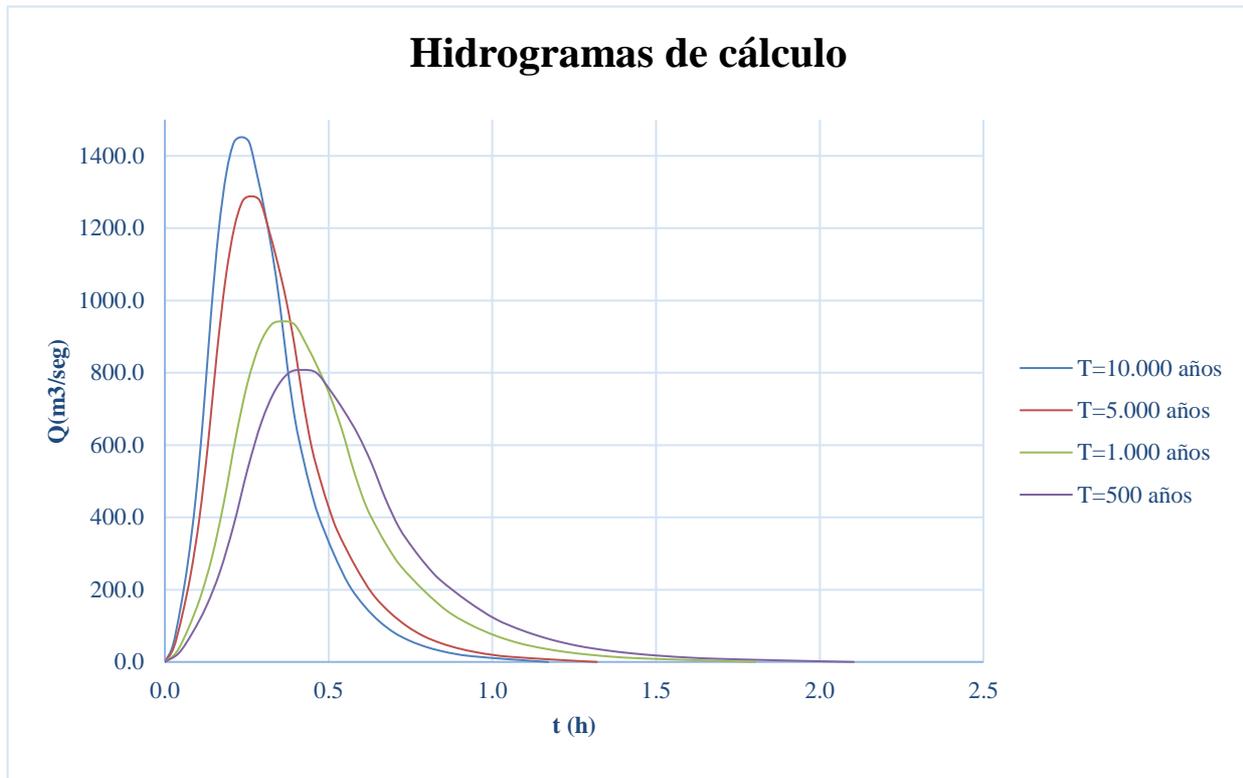
Q_p , es el caudal punta

Hidrograma Unitario del SCS			
t/T _p	q/Q _p	t/T _p	q/Q _p
0,1	0,03	1,7	0,46
0,2	0,1	1,8	0,39
0,3	0,19	1,9	0,33
0,4	0,31	2	0,28
0,5	0,47	2,2	0,207
0,6	0,66	2,4	0,147
0,7	0,82	2,6	0,107
0,8	0,93	2,8	0,077
0,9	0,99	3	0,055
1	1	3,2	0,04
1,1	0,99	3,4	0,029
1,2	0,93	3,6	0,021
1,3	0,86	3,8	0,015
1,4	0,78	4	0,011
1,5	0,68	4,5	0,005
1,6	0,56	5	0



Gráfica 8 – Hidrograma unitario del SCS

Dado que se conoce tanto el área de la cuenca vertiente como el caudal punta en la salida de la misma (el obtenido mediante la aplicación del MRM), es posible definir el hidrograma global de la cuenca, siendo los resultados obtenidos los siguientes:



Gráfica 9 – Hidrogramas obtenidos por el método del hidrograma unitario del SCS

5.5.2. Método del Hietograma Unitario Triangular (HUT)

El HUT, desarrollado por Témez, trata de modelar la respuesta de la cuenca de estudio frente a un impulso de lluvia de 1 mm mediante una gráfica con forma geométrica simple como es un triángulo, tal y como se muestra en la Imagen 20.

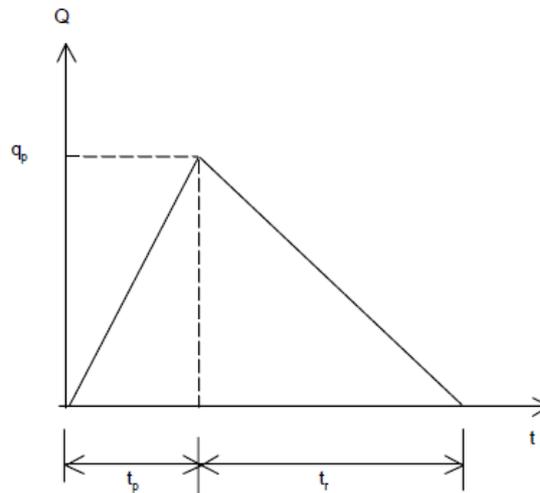


Imagen 20 – HUT de Témez

La forma de este hidrograma permite establecer relaciones sencillas entre los distintos parámetros, como son las siguientes:

$$q_p = 0,280 \frac{A}{t_p}$$

$$t_r = 1,67 t_p$$

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0,6t_c$$

Donde:

q_p es el caudal punta unitario en $m^3/s \cdot mm$

A es el área de la cuenca, en km^2

t_p es el tiempo pico, en horas

t_r es el tiempo de recesión en horas

t_c es el tiempo de concentración en horas

Para la cuenca vertiente al embalse del Jarrama se han obtenido los valores recogidos en la Tabla 33.

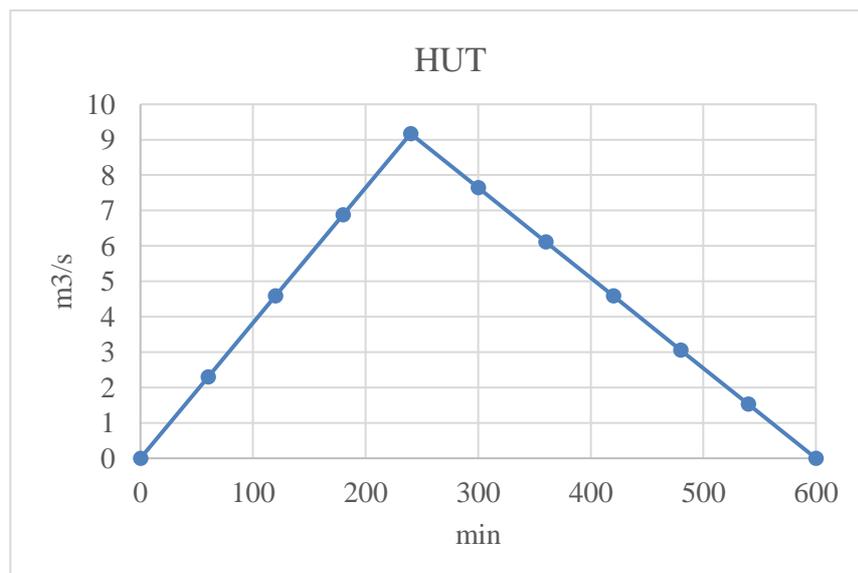
Parámetros HUT		
A	163,40	km ²
Tc	540	min
D	60	min
Tp (")	240	min
Tb (*)	600	min
qp	9,08	m ³ /s

Tabla 33 – Parámetros que definen el HUT de la cuenca de estudio

(*) Se han tomado valores de Tp y Tb que sean múltiplos de la discretización elegida (60 min).

En base a los resultados obtenidos, el HUT a emplear es el que se muestra en la Gráfica 10.

HUT	
t (min)	Q (m ³ /s)
0	0
60	2,29
120	4,58
180	6,88
240	9,17
300	7,64
360	6,11
420	4,58
480	3,06
540	1,53
600	0
660	0

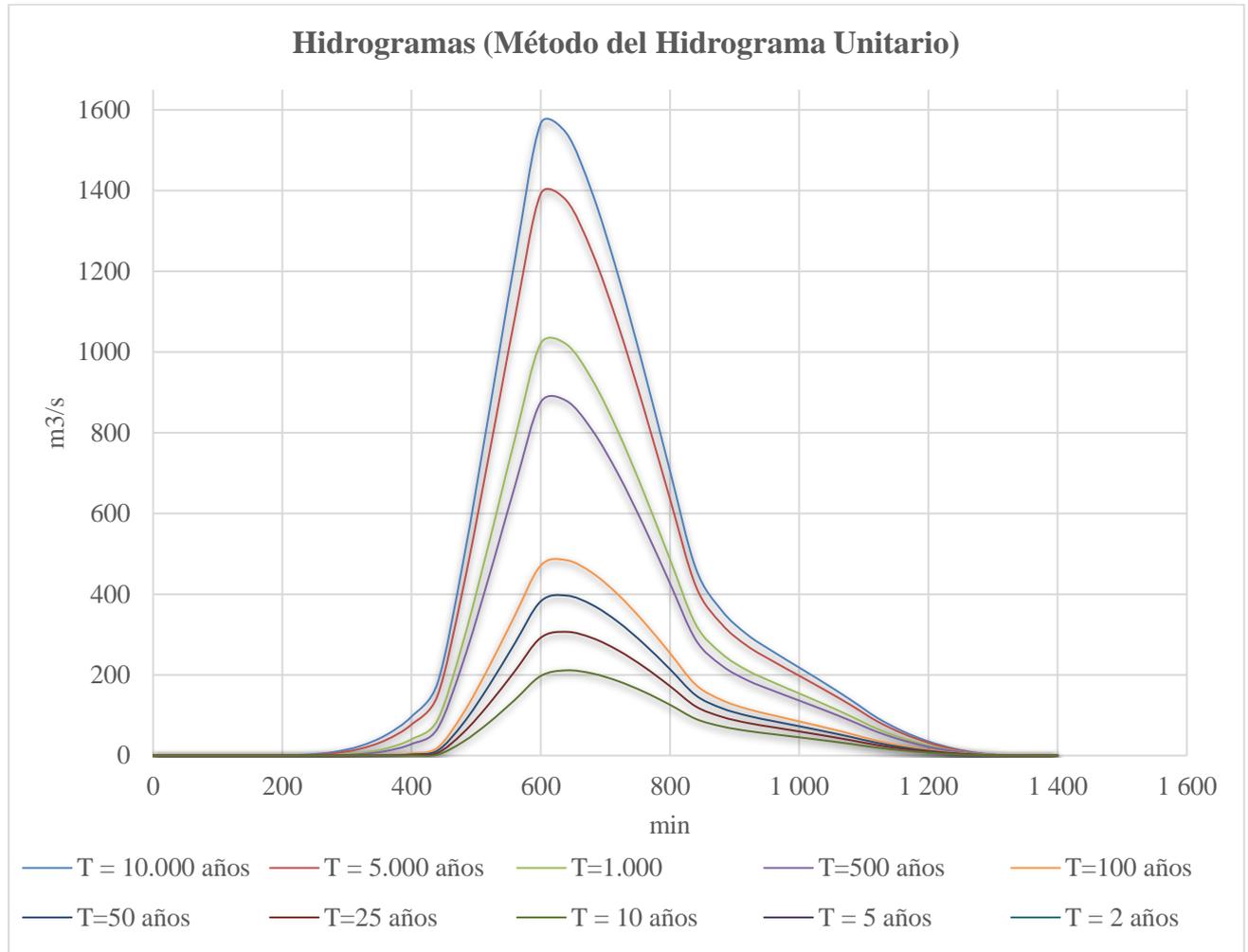


Gráfica 10 – HUT de la cuenca vertiente

Una vez definido el hidrograma unitario triangular de la cuenca, es posible construir el hidrograma global de la cuenca de acuerdo con dos principios:

1. **Proporcionalidad:** dos chubascos de intensidad neta uniforme, pero volúmenes distintos, producen caudales proporcionales a dichos volúmenes. Esto hace posible que, al conocer el hidrograma unitario que genera un impulso de lluvia de 1 mm, pueda obtenerse el generado por cualquier volumen precipitado simplemente multiplicando este por los caudales del HUT.
2. **Superposición:** la distribución temporal de la escorrentía superficial de un periodo dado no depende de la escorrentía concurrente de otros periodos. Por tanto, es posible sumar los caudales generados por distintos volúmenes de lluvia en un mismo intervalo de tiempo.

En base a estos principios se obtienen los hidrogramas de la Gráfica 11.



Gráfica 11 – Hidrogramas obtenidos por el método del HUT

A modo de resumen se incluyen en la Tabla 34 los caudales punta obtenidos.

T (años)	10.000	5.000	1.000	500	100	50	25	10	5	2
Qp (m ³ /s)	1.566,20	1.391,90	1.021,10	878,8	484,2	396,6	306,6	211,2	145,4	71,1

Tabla 34 – Caudal punta obtenidos por el método del HUT

5.5.3. Simulación en HEC-HMS

El programa HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System); desarrollado por el US Army Corps of Engineers permite modelar el proceso completo de drenaje de cualquier cuenca mediante la introducción en el mismo de una serie de parámetros que la definen, así como de la lluvia frente a la que se desea conocer su comportamiento.

El programa generará como resultado un hidrograma de salida de la cuenca, proporcionando a su vez información referente a las abstracciones del terreno y el proceso de generación de escorrentía. Para ello, permite elegir entre diversas formulaciones, optándose a efectos del presente estudio por emplear la propuesta por el SCS basada en el número de curva, ya descrita en apartados anteriores.

La novedad introducida al usar HEC-HMS frente a las metodologías anteriores es el hecho de que este permite la aplicación del método de circulación de hidrogramas. Este se basa en el proceso de atenuado (caudal máximo menor) y retardo (caudal máximo retrasado en el tiempo) que sufre un hidrograma a lo largo de su recorrido por un canal o río: si se supone que en el extremo de un canal o río seco se arroja un volumen de agua, tal y como se muestra en la Imagen 21, el hidrograma generado (posición A) será inicialmente más alto y de menor duración. A medida que avanza, el mismo volumen pasará por los puntos B y C, cada vez con un hidrograma más aplanado, (suponiendo siempre no existe evaporación ni infiltración y, por tanto, el volumen se mantiene constante). El retardo en este caso será el correspondiente al recorrido del agua a lo largo del canal o río.

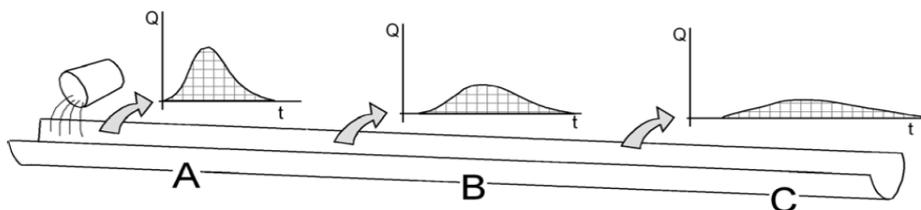


Imagen 21 – Efecto del tránsito a lo largo de un canal o un río

El método empleado para simular la circulación de hidrogramas es el de Muskingum. Este permite calcular el hidrograma propagado al final del tramo considerado en base a la siguiente expresión:

$$S = K[XI + (1 - X)O]$$

Donde:

S, es el almacenamiento que tiene lugar en el tramo estudiado

O, es el caudal en la salida del tramo

I, es el caudal a la entrada del tramo

X, es una constante adimensional cuyo valor normalmente se encuentra entre 0,2 y 0,3, tomándose como primera aproximación 0,2. En vista de que se carece de datos a partir de los cuales pueda inferirse otro valor para la constante X, se tomará el valor recomendado de 0,2.

K, es una constante que puede asimilarse al tiempo de recorrido de la onda cinemática de un extremo a otro del ramo estudiado. Para la obtención del mismo, se hará uso de la formulación propuesta por Heras:

$$V = K_H \cdot Ip$$

Siendo K_H un coeficiente de valor normal en España igual a 50, e Ip el índice de pendiente.

En este caso:

$$V = 50 \cdot 0,09 = 4,5 \frac{km}{h}$$

La velocidad media de propagación de la avenida en la cuenca se toma como la mitad de la obtenida en el cauce principal con lo que resulta:

$$V_m = 0,5 \cdot V = 2,3 \frac{km}{h}$$

Por tanto, el tiempo de recorrido a lo largo del tramo, de longitud 10,3 km, será:

$$t = \frac{L_{ca}}{V_m} = \frac{10,3}{2,3} = 4,4 \text{ h}$$

La convergencia del método exige subdividir cada tramo de río en subtramos, de forma que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{1}{2 \cdot (1 - X)} \leq \frac{K \cdot 60}{\Delta T \cdot N} \leq \frac{2}{2 \cdot X}$$

Siendo:

ΔT (min), el intervalo de tiempo de la modelización, que en este caso es igual a 10 minutos.

N = número de subtramos. Se comprueba que con N=17 se cumplen las especificaciones impuestas.

Para el correcto modelado de la cuenca de estudio se ha elaborado en primer lugar un esquema de la misma haciendo uso de los elementos que proporciona la interfaz de la aplicación:

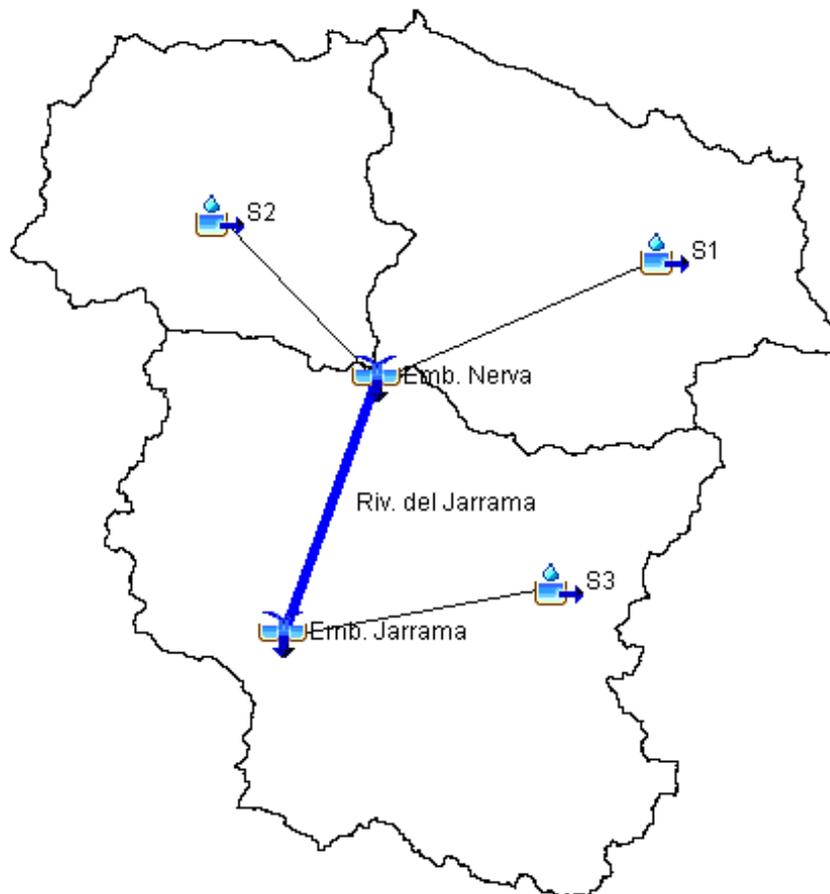


Imagen 22 – Esquema de la cuenca vertiente en HEC-HMS

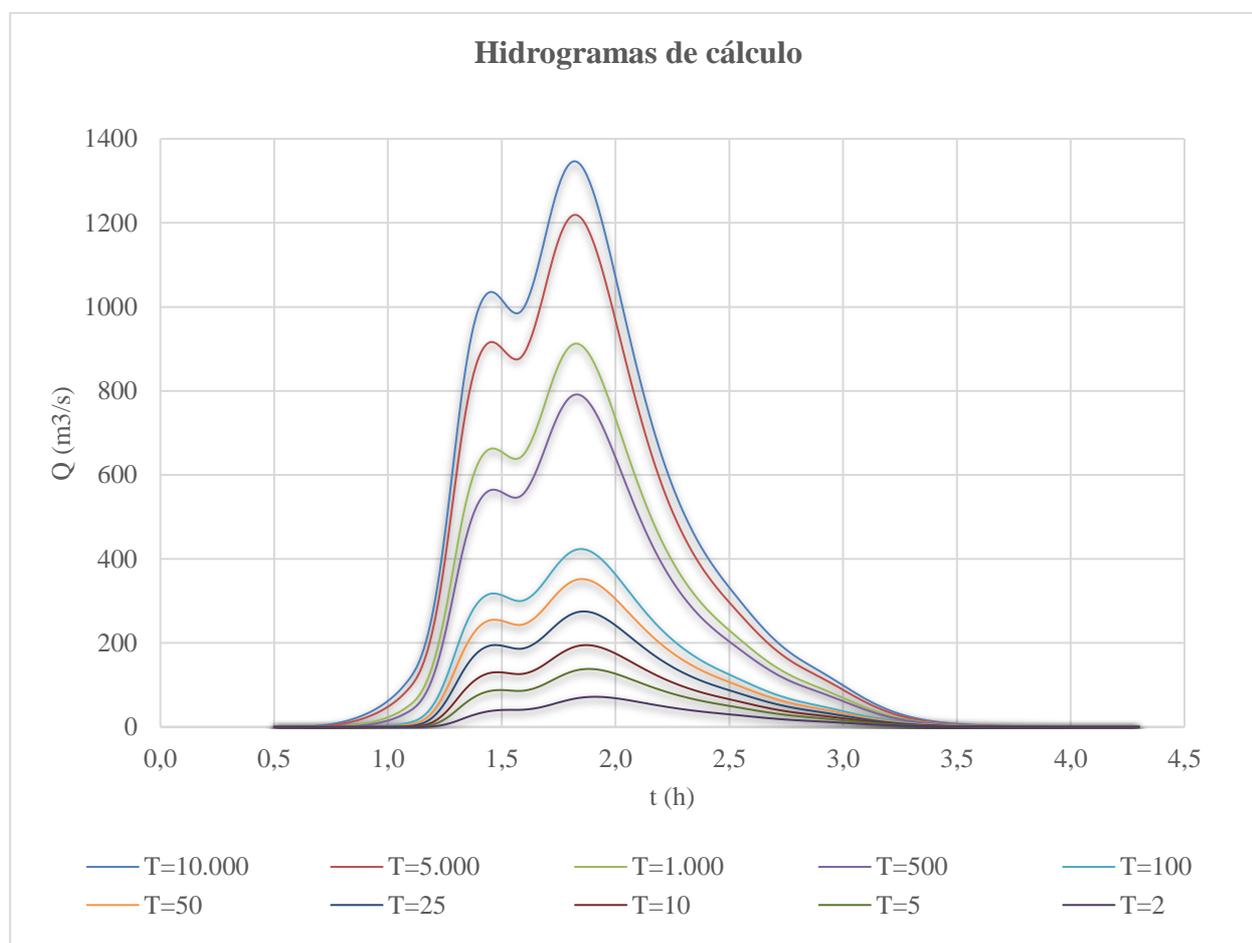
Los distintos elementos que componen el modelo se describen de forma detallada en el **Anexo 9. Modelado del Sistema en HEC-HMS** del presente estudio.

El tiempo de cálculo empleado se ha tomado de forma que el hidrograma de salida tenga tiempo suficiente para completarse. Del mismo modo, es necesario elegir un intervalo para la discretización de los resultados que no introduzca distorsiones en los mismos, de forma que el hidrograma de salida no pierda su sinusoidalidad. Se ha comprobado que para una duración de la simulación de 4 días y una discretización de 10 minutos se garantizan estas dos especificaciones.

Los resultados obtenidos de esta forma se recogen en el **Anexo 10. Hidrogramas de la Cuenca Vertiente**. A modo de resumen, se incluyen en la Tabla 35 los caudales punta y los volúmenes encerrados bajo los hidrogramas obtenidos en el elemento de unión correspondiente al embalse del Jarrama.

	T=10.000	T=5.000	T=1.000	T=500	T=100	T=50	T=25	T=10	T=5	T=2
Qp (m3/s)	1.346,5	1.218,7	912,3	791,6	423,6	352,1	275	194,9	138,2	71,9
V (Hm3)	46,3	41,2	30,6	26,4	14,7	12,2	9,5	6,8	4,8	2,5

Tabla 35 – Caudales punta obtenidos mediante la simulación en HEC-HMS



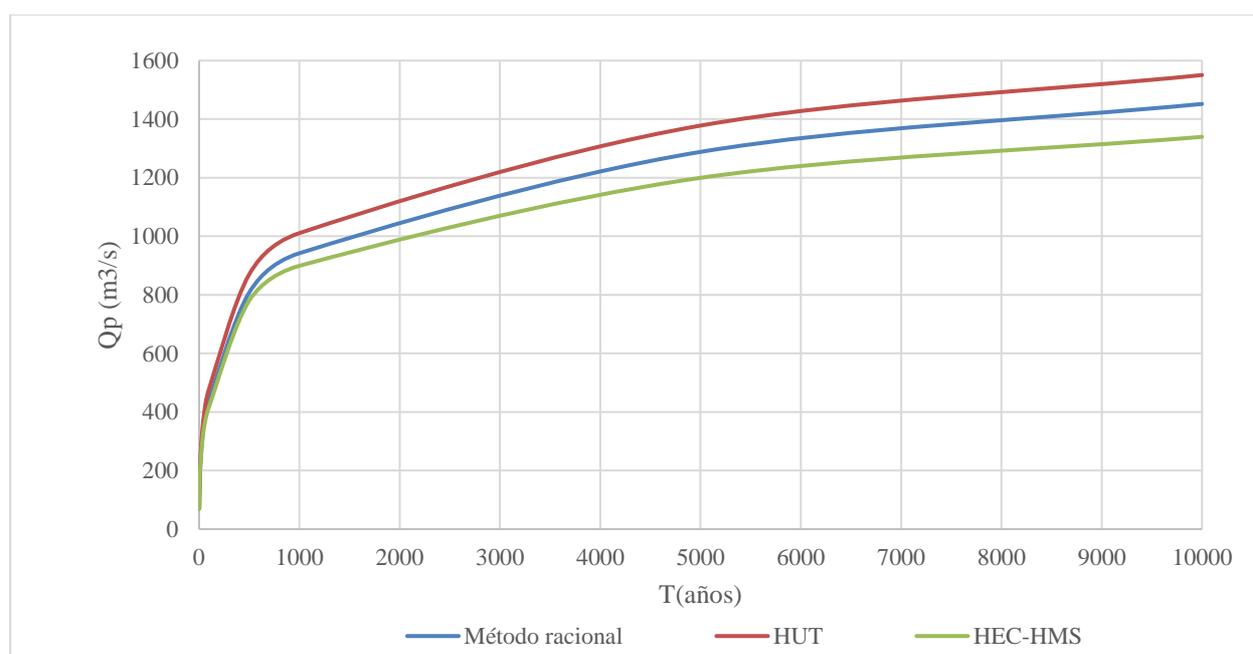
Gráfica 12 – Hidrogramas resultantes de la simulación en HEC-HMS

5.5.4. Comparación de resultados

Una vez obtenidos los hidrogramas mediante las diferentes metodologías consideradas, se procede en este apartado a comparar los resultados obtenidos por cada una de ellas. En la Tabla 36 se incluyen los caudales punta obtenidos para los distintos periodos de retorno considerados según las diferentes metodologías.

MÉTODO	Qp (m3/S)									
	T=10.000	T=5.000	T=1.000	T=500	T=100	T=50	T=25	T=10	T=5	T=2
Método Racional	1.498,1	1.329,2	972,1	833,6	453,1	371,2	288,2	201,5	142,4	74,7
HUT	1.566,20	1.391,90	1.021,10	878,8	484,2	396,6	306,6	211,2	145,4	71,1
Modelo HEC-HMS	1.361,8	1.218,7	912,3	791,6	423,6	352,1	275	194,9	138,2	71,9

Tabla 36 - Comparación de hidrogramas obtenidos



Gráfica 13 - Caudales punta obtenidos por los distintos métodos de cálculo

Se observa que el Método Racional Modificado y el Método del Hidrograma Unitario Triangular presentan, para periodos de retorno pequeños, valores similares siendo el MRM el que proporciona valores mayores. No obstante, para periodos de retorno mayores, es con el HUT con el que se consiguen valores superiores, creciendo además la diferencia entre los dos métodos conforme crece el periodo de retorno estudiado. El modelo realizado en HEC-HMS es el que proporciona unos hidrogramas más suaves y con puntas menos acusadas. Esto se debe al efecto laminador de los tramos de río incluidos que, al simular la propagación de los hidrogramas, proporciona unos resultados más realistas y menos sobredimensionados.

6. ESTUDIO DE PLANIFICACIÓN

Una vez realizado el estudio del embalse del Jarrama desde el punto de vista hidrológico, se procederá en el presente capítulo al estudio del mismo como fuente de recursos hídricos. Es decir, se analizará su capacidad para abastecer las demandas que de él dependen a fin de determinar si esta es suficiente.

Este embalse constituye la única fuente de abastecimiento de los municipios vinculados a la ETAP Riotinto, así como de las tierras de cultivo situadas en la zona del Andévalo Oriental. A esto hay que sumarle otras demandas de menor importancia como la que constituyen el Club de golf Corta Atalaya o las explotaciones ganaderas situadas en la región.

Para la realización de esta parte del estudio se modelizará el sistema cuyo elemento principal es el embalse del Jarrama y se simulará su comportamiento para una serie de horizontes temporales, siguiendo los siguientes pasos:

1. En primer lugar, se aislará el subsistema hídrico a estudiar. Para ello, haciendo uso de la información proporcionada por el plan hidrológico de cuenca, se han extraído aquellos elementos directamente relacionados con el embalse del Jarrama, entendiendo como tales las demandas a satisfacer, los embalses que comparten demandas con él y tramos de río que conectan los diferentes elementos.
2. Una vez identificados los distintos componentes del subsistema, se procede a la caracterización de los mismos. En el caso de las demandas, se definirán los volúmenes mensuales consumidos; en los embalses, las aportaciones y volúmenes máximos y mínimos almacenados, así como las reglas de explotación; en cuanto a los tramos de río, estos se caracterizarán de acuerdo a los caudales mínimos y máximos definidos para cada uno de ellos.
3. Por último, se llevarán a cabo 3 simulaciones correspondientes a 3 horizontes temporales diferentes haciendo uso del programa de gestión de recursos hídricos AQUATOOL en su versión demo, proporcionada por la web de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Los resultados obtenidos de las mismas serán analizados con el objetivo de determinar el comportamiento del subsistema estudiado.

6.1. Modelado del Sistema en AQUATOOL

El sistema hídrico que se desarrolla con el embalse del Jarrama como elemento principal cuenta con los siguientes elementos:

- Cuatro embalses: se incluirán los embalses de Jarrama, Nerva, Beas y Los Silillos. Si bien estos tres embalses constituyen la fuente de abastecimiento principal de los municipios de Nerva, Beas y Valverde del Camino.
- Cuatro aportaciones: las correspondientes a los cuatro embalses mencionados
- Cuatro tramos de río modelados como conducciones
- Siete unidades de demanda: 4 unidades de demanda urbana, 1 de demanda ganadera, 1 de demanda para uso recreativo y 1 de demanda para riego agrícola.
- Tres nudos finales

Estos se encuentran interconectados entre sí de la forma indicada en la Imagen 23.

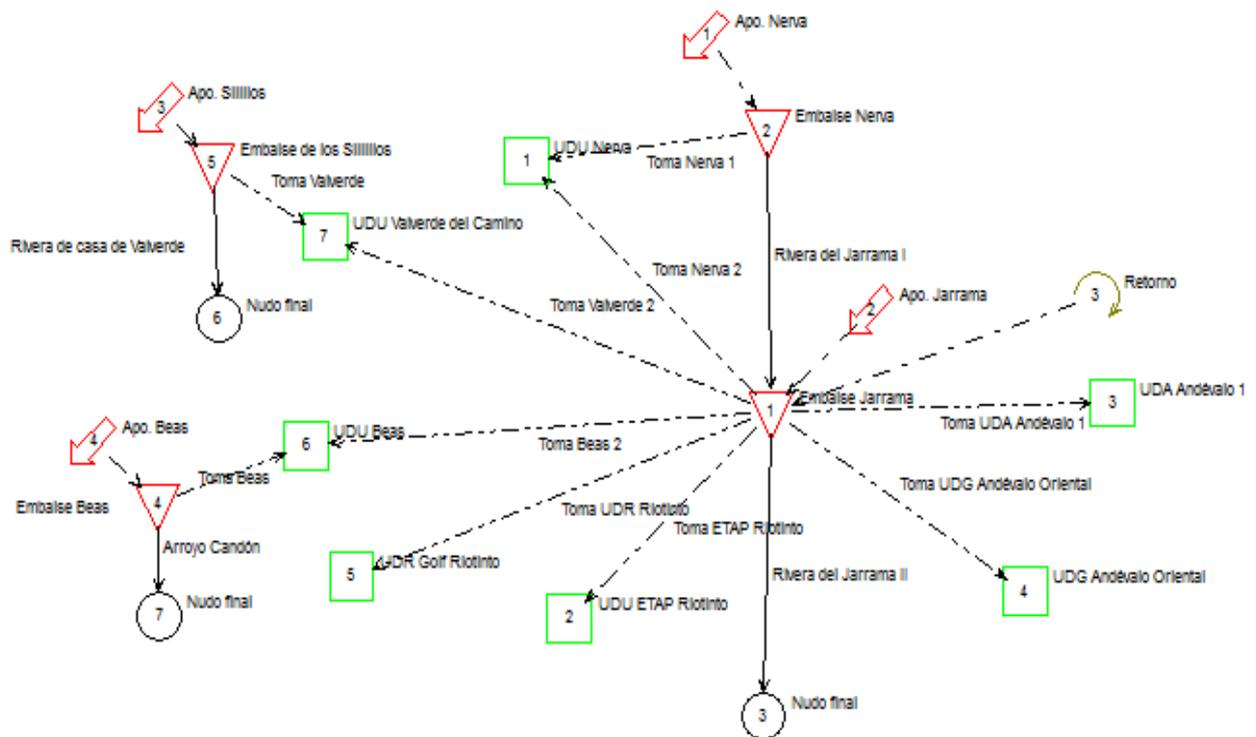


Imagen 23 – Esquema del sistema completo

A lo largo del **Anexo 11. Modelado del Sistema en AQUATOOL** incluido en el presente estudio se recogen los parámetros necesarios para la definición de los distintos elementos que conforman el modelo. A continuación, se describen brevemente aquellos más importantes:

6.1.1. Aportaciones intermedias

Se entiende por aportación intermedia los flujos de agua que se incorporan al sistema de forma puntual en un nudo o embalse. Para la definición de un elemento de este tipo, únicamente es necesario introducir los volúmenes mensuales que son aportados al modelo. Esto puede hacerse de dos formas: introduciendo una serie histórica de aportaciones o proporcionando al programa valores medios mensuales de aportación. En el presente estudio se ha optado por la primera opción, haciendo uso de los valores calculados en el **Anexo 12. Aportaciones**.

A efectos del presente estudio se considerarán únicamente las aportaciones que llegan a los embalses estudiados, ya que no se tiene conocimiento de la existencia de aportaciones adicionales de ningún tipo en el subsistema.

6.1.2. Embalses

Los embalses incluidos en el modelo serán los encargados de regular los volúmenes procedentes de las aportaciones descritas.

Tal y como se ha indicado con anterioridad, se modelarán no solo los embalses de Nerva y Jarrama, que conforman el eje principal del subsistema estudiado, sino también los embalses de Beas y Los Silillos. Estos se encargan del abastecimiento de los municipios de Beas y Valverde del Camino respectivamente. No obstante, en caso de no contarse con reservas suficientes, estas poblaciones cuentan con el apoyo de las aguas embalsadas en el Jarrama. Esta situación hace necesaria su inclusión en el modelo a fin de caracterizar de forma correcta las presiones a las que se ve sometido el embalse.

A continuación, se recogen las principales características de los distintos embalses considerados:

	Nº de prioridad	Vol. inicial (Hm ³)	Vol. máx. (Hm ³)	Vol. mín. (Hm ³)
Jarrama	2	37	42,64	1,4
Nerva	1	0,4	0,43	0
Sillos	1	1	1,05	0,2
Beas	1	2,5	3,3	0

Tabla 37 – Parámetros que definen los embalses del modelo

Para la simulación de los embalses incluidos en el modelo se han seguido las siguientes consideraciones:

- Se ha establecido como volumen inicial de los embalses el 20% de su capacidad, ya que no es realista suponer los embalses vacíos inicialmente.
- Los valores de las tasas de evaporación mensual y las curvas características de los embalses se han extraído del Plan Hidrológico de la Demarcación Hidrográfica del Tinto, Odiel y Piedras.
- El volumen máximo de sueltas se ha tomado en función de los datos de los órganos de desagüe proporcionados por las fichas del SEPREM.
- Al embalse del Jarrama se le ha asignado prioridad 2, de forma que aquellas unidades de demanda que cuenten con otro embalse aparte de este para su abastecimiento únicamente tomen agua del Jarrama en caso de no contarse con recursos suficientes en su primer embalse asignado.

6.1.3. Unidades de demanda

Las unidades de demanda incluidas en el modelo representarán los distintos consumos de agua que han de ser satisfechos de acuerdo con los criterios de garantía exigidos por la normativa. En este aspecto se diferenciará entre tres tipos de demanda:

- **Unidades de demanda urbana**: se incluyen en este grupo las UDU correspondientes a los municipios de Nerva, Beas, Valverde del Camino y ETAP Riotinto.
- **Unidades de demanda agraria**: conformada por las tierras de cultivo correspondientes a la región Andévalo 1.
- **Unidades de demanda recreativa**: la correspondiente al club de golf Corta Atalaya, también conocido como club de golf Minas Riotinto.
- **Unidades de demanda ganadera**: constituida por las explotaciones ganaderas alojadas en la región del Andévalo Oriental.

Tipo de demanda	UD	Demanda (Hm ³ /año)		
		2017	2021	2033
Urbana (UDU)	ETAP Riotinto	0,9	0,9	0,9
	Nerva	0,5	0,5	0,5
	Beas	0,4	0,4	0,4
	Valverde del Camino	1,0	1,0	1,1
Agraria (UDA)	Andévalo 1	10	10,1	10,2
Recreativa (UDR)	Golf Minas de Riotinto	0,2	0,2	0,2
Ganadera (UDG)	Andévalo Oriental	0,05	0,05	0,05

Tabla 38 – Unidades de demanda incluidas en el modelo

Es necesario tener en cuenta dos aspectos a la hora de definir las diferentes demandas:

- **Retornos:** No toda el agua que se transporta al punto de consumo es utilizada, sino que una parte de la misma es devuelta al sistema, es decir, no es consumida. AQUATOOL permite, al definir las distintas unidades de demanda, introducir el porcentaje de la misma que retorna al sistema. Estos porcentajes han sido extraídos del plan de cuenca, que establece una serie de valores en función del tipo de demanda considerada:

Demanda	Retorno
Urbana	A falta de datos reales, se considerará un volumen de retorno del 80% del agua captada o detraída.
Regadíos y usos agrarios	A falta de datos reales, se considerará un volumen de retorno del 5% del agua captada o detraída.
Usos industriales para producción de energía eléctrica	Centrales térmicas, nucleares, termosolares y de biomasa: A falta de datos reales, se considerará un volumen de retorno del 80% de la demanda bruta correspondiente, salvo en el uso de refrigeración con sistema en circuito abierto, donde se considerará un retorno del 95%.
Otros usos industriales	A falta de datos reales, se considerará como retorno el 80% de la demanda correspondiente.

Tabla 39 - Coeficientes de retorno para los diferentes tipos de demandas (PHDHTOP)

- **Criterios de garantía:** el conocimiento de los niveles de garantía exigidos es de gran importancia, ya que para que se considere que un sistema cumple los mismos, no es necesario que se proporcione la totalidad del volumen demandado todos los meses, sino que se permiten unos déficits controlados cuyo valor dependerá del uso considerado. En el plan de cuenca se fijan los niveles de garantía exigibles a cada tipo de demanda, siendo estos los que se muestran a continuación:

Demanda	Nivel De Garantía
Urbana	El déficit en un mes no sea superior a 10% de la correspondiente demanda mensual. En diez años consecutivos, la suma de déficit no será superior al 8% de la demanda anual.
Regadíos y usos agrarios	El déficit en un año no sea superior a 50% de la correspondiente demanda. En dos años consecutivos, la suma de déficit no sea superior al 75% de la demanda anual. En diez años consecutivos, la suma de déficit no será superior al 100% de la demanda anual.
Usos industriales para producción de energía eléctrica	La garantía no será superior a la considerada para la demanda urbana.
Otros usos industriales	La garantía de la demanda industrial no conectada a la red urbana no será superior a la considerada para la demanda urbana.

Tabla 40 - Niveles de garantía por tipo de demanda (IPH)

6.1.4. Conducciones

Las conducciones conforman las conexiones entre los nudos del modelo.

En el presente modelo se han incluido únicamente de conducciones de tipo 1, conexiones sin ninguna característica especial y que no contempla infiltración alguna. Esto se debe a que no se tiene constancia de existencia de infiltración importante en los embalses del modelo.

6.1.5. Simplificaciones introducidas en el modelo

El modelo original con el que se pretende modelar la totalidad del sistema considerado incluye todos los elementos definidos a lo largo de apartados anteriores y se dispone tal y como se muestra en la Imagen 23.

Ha de tenerse en cuenta no obstante que la licencia del programa con la que se cuenta incluye unas limitaciones que es necesario acatar. En este caso el modelo se vio afectado por la imposibilidad de modelar más de dos embalses, lo que conllevó una reestructuración del mismo. Para solventar este problema la solución elegida consiste en dividir el modelo en dos:

- Un modelo formado por los embalses de los Silillos y Beas, en adelante, **Modelo 1**.
- Un segundo modelo que incluye los embalses de Nerva y del Jarama, en adelante, **Modelo 2**.

Para tener en cuenta la relación existente entre ambos sistemas, se operará de acuerdo a los pasos establecidos a continuación:

1. Ejecución de la simulación en el Modelo 1 a fin de determinar los déficits existentes en las poblaciones de Valverde del Camino y Beas, ya que sólo en caso de existir dicho déficit se tomarían los recursos del embalse del Jarama.
2. Introducción de los déficits obtenidos del Modelo 1 en el Modelo 2 como demandas a satisfacer conectadas al embalse del Jarama.
3. Ejecución de la simulación del Modelo 2.

Los esquemas de los distintos modelos son los que se muestran en la Imagen 24.

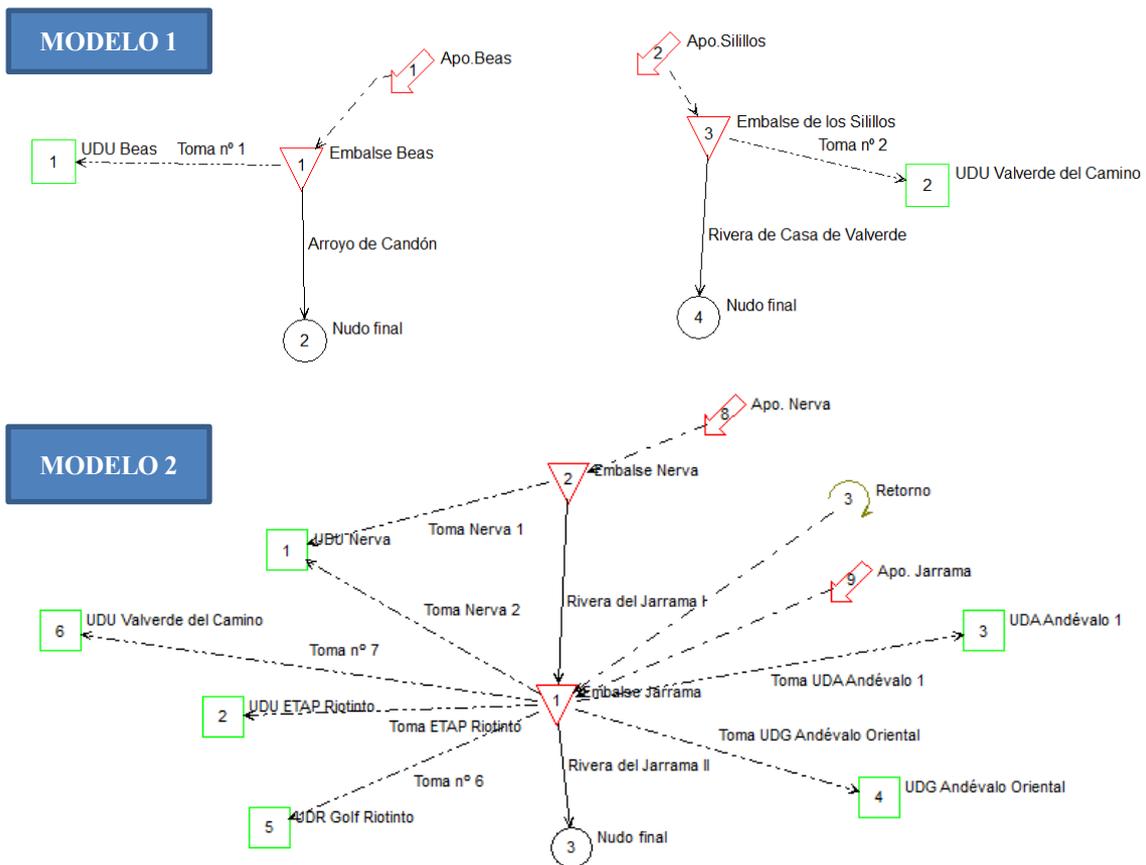


Imagen 24 – Esquemas de los modelos 1 y 2

6.2. Horizontes temporales considerados

A fin de estudiar el comportamiento del subsistema estudiado en diferentes situaciones, se considerarán los horizontes temporales futuros especificados en el plan hidrológico. Es decir, los años 2021 y 2033. No obstante, dado que el plan fue elaborado en 2015, para el estudio del horizonte actual, en lugar de considerar ese año, se emplearán los datos calculados para 2017.

6.3. Cálculo de aportaciones

Dada la ausencia de datos disponibles de las estaciones de aforo correspondientes a los embalses estudiados, el cálculo de las aportaciones a los mismos se llevará a cabo aplicando el método analógico recogido en el documento “*Methods for Water Balance Computation. No 17 de la serie Studies and Reports in Hydrology*” publicado conjuntamente por el Instituto de Hidrología de España y la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura. Este método, conocido como método de las cuencas afines, permite determinar el caudal de una cuenca sin estaciones de aforo a partir de los datos registrados en una estación situada en una cuenca con características similares a la primera.

La selección de las cuencas afines debe llevarse a cabo teniendo en cuenta que, cuanto más parecidas sean a aquella cuyo caudal se desea determinar, más se aproximarán los resultados obtenidos a la realidad. Por ello, resulta de gran importancia la similitud de los parámetros que determinan en mayor medida la escorrentía de las distintas cuencas. Conociendo este hecho, se han seguido los siguientes criterios a la hora de seleccionar las cuencas empleadas para la aplicación del método:

- Se tomarán cuencas próximas a las de estudio, para garantizar la pertenencia de todas ellas a la misma zona climática.

- Las cuencas elegidas han de contar con una serie de datos aforados cuya longitud supere los 10 años.
- Se considera que los principales parámetros que determinarán la escorrentía de la cuenca serán:
 - Pendiente media de la cuenca: esta se obtendrá de forma análoga a en el **Anexo 1. Cálculo de las Características de la Cuenca**. Mediante la herramienta “*Spatial Analyst Tools→Surface→Slope*” del programa ArcGIS 10.3. se obtendrá, a partir del MDT de cada una de las cuencas, el mapa de pendientes de la misma. Posteriormente, haciendo uso de “*Spatial Analyst Tools→Zonal→Zonal Statistics*” se obtendrá el valor medio de las pendientes de toda la cuenca.
 - Umbral de escorrentía medio de la cuenca: para el cálculo de la Po media de cada cuenca, de nuevo se empleará la herramienta “*Spatial Analyst Tools→Zonal→Zonal Statistics*” para obtener la media de los valores proporcionados por la capa “*Umbral de escorrentía (mm) en condiciones de humedad media del suelo para el método racional modificado*” extraída de la web del Ministerio de Agricultura y Pesca; Alimentación Y Medio Ambiente.
 - Precipitación media diaria: por último, el valor de la precipitación media diaria se emplearán los valores proporcionados por los mapas incluidos en la publicación “*Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular*” del Ministerio de Fomento.

En base estas especificaciones, así como la disponibilidad de datos de aforos y proximidad a la zona de estudio, se han elegido las cuencas vertientes a los embalses de Aracena y Zufre para la aplicación del método. Los datos de aportaciones a estos embalses son los proporcionados por el sistema SAIH de la Demarcación Hidrográfica del Guadalquivir. A continuación se recogen los valores de los parámetros característicos definidos en el apartado anterior para las distintas cuencas consideradas.

Características	Cuenca					
	Emb.Nerva	Emb.Jarrama	Emb. De Los Silillos	Emb. Beas	Emb. Aracena	Emb. Zufre
Área (km ²)	84,6	163,4	11,9	54,7	404,2	424,3
Po media (mm)	20,7	21,6	26,2	25,3	22,1	24,2
Pdte. Media (%)	19,2	19,7	15,1	15,1	22,7	21,7
Pd (mm)	65	65	56	55	64	58

Tabla 41 – Valores característicos para el método de las cuencas afines

En función de las características de cada una de ellas, se emplearán los registros del embalse de Zufre para las aportaciones de los embalses de Los Silillos y Beas, mientras que para el caso de Nerva y Jarrama se hará uso de los datos correspondientes al embalse de Aracena.

Una vez seleccionadas las cuencas apropiadas, la relación entre sus caudales y los de la cuenca de estudio vendrá dada por la siguiente expresión:

$$a = \frac{P}{P_{ca}} \cdot a_{ca}$$

Siendo:

$$a = \frac{A}{S} \quad a_{ca} = \frac{A_{ca}}{S_{ca}}$$

Donde:

a , es la aportación específica de la cuenca de estudio en m/s

a_{ca} , es la aportación específica de la cuenca afín seleccionada en m/s

A , es el caudal de la cuenca de estudio en m³/s

A_{ca} , es el caudal de la cuenca afín en m³/s

P , es la precipitación media diaria en la cuenca de estudio en mm

P_{ca} , es la precipitación media diaria en la cuenca afín en mm

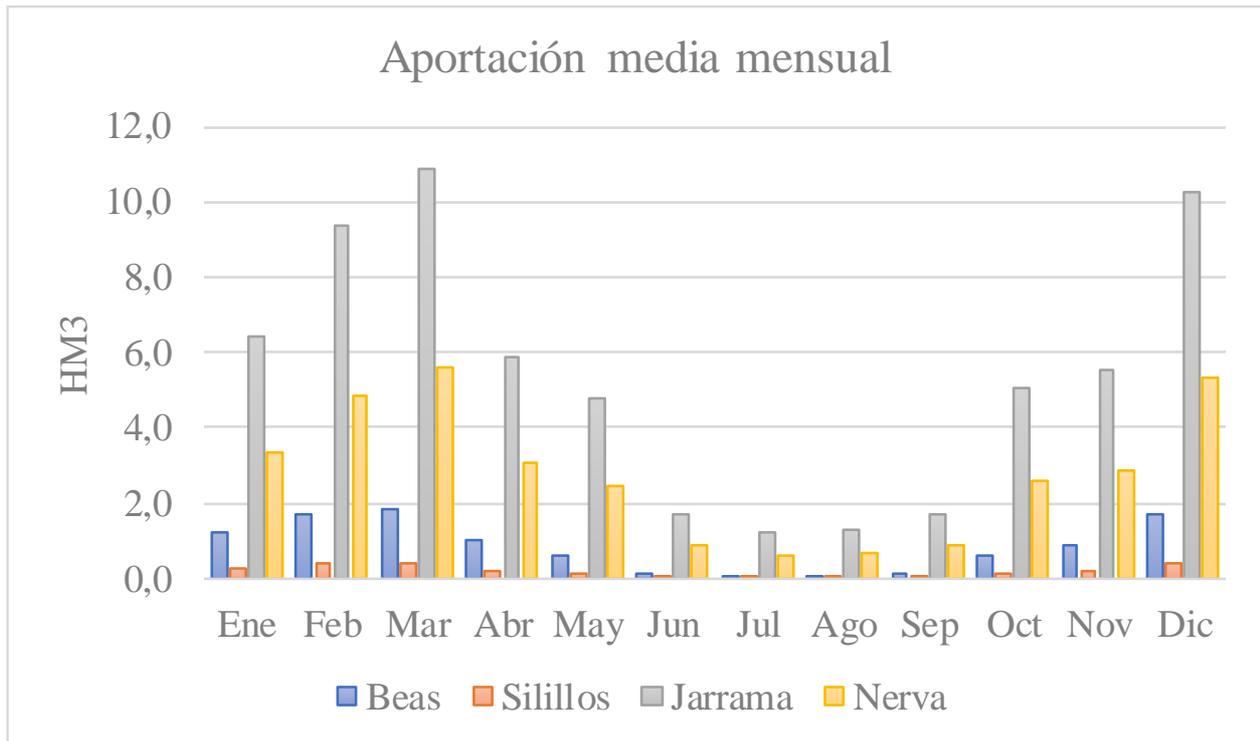
S , es el área de la cuenca de estudio en m²

S_{ca} , es el área de la cuenca afín en m²

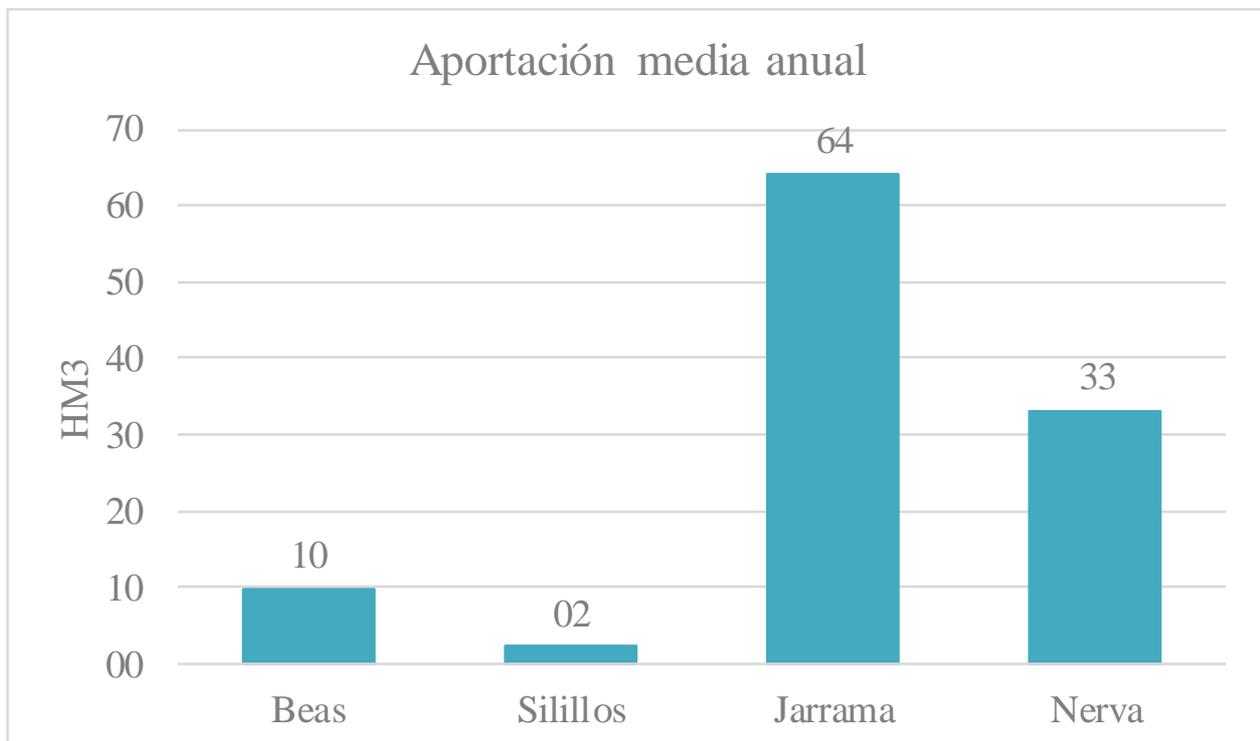
De la aplicación del método descrito a lo largos del **Anexo 12. Aportaciones** se obtienen las aportaciones históricas para las cuencas de estudio. A modo de resumen se incluye la Tabla 42.

	Aportaciones (Hm3)			
	Beas	Sillos	Jarrama	Nerva
Ene	1,2	0,3	6,4	3,3
Feb	1,7	0,4	9,4	4,8
Mar	1,8	0,4	10,9	5,6
Abr	1,0	0,2	5,9	3,0
May	0,6	0,1	4,8	2,5
Jun	0,1	0,0	1,7	0,9
Jul	0,1	0,0	1,2	0,6
Ago	0,1	0,0	1,3	0,7
Sep	0,1	0,0	1,7	0,9
Oct	0,6	0,1	5,0	2,6
Nov	0,9	0,2	5,5	2,9
Dic	1,7	0,4	10,2	5,3
Anual	9,8	2,2	64,0	33,1

Tabla 42 – Aportación media a los embalses de estudio



Gráfica 14 – Aportación media mensual a los embalses de estudio



Gráfica 15 – Aportación media anual a los embalses de estudio

6.4. Demanda urbana

Se incluyen en los usos urbanos del agua el abastecimiento de poblaciones para uso doméstico, así como aquellos consumos relacionados con instalaciones sanitarias y pertenecientes al sector hotelero o de turismo rural.

En el presente apartado se llevará a cabo la definición y cálculo de las demandas de tipo urbano a las que abastece el embalse del Jarrama para los horizontes temporales considerados.

6.4.1. Definición de las unidades de demanda urbana

De acuerdo con lo establecido en el plan de cuenca, las aguas almacenadas en el Embalse del Jarrama se conducen hasta la Estación de Tratamiento de Agua Potable (ETAP) Riotinto, desde donde se distribuyen a los términos municipales de Berrocal, El Campillo, Campofrío, La Granada de Río-Tinto, Zalamea la Real, El Madroño y Minas de Riotinto. Asimismo, sirve de apoyo para satisfacer la demanda de Valverde del Camino, Nerva y Beas. Estos municipios, a pesar de contar con los embalses de Los Silillos, Nerva y Beas respectivamente para su abastecimiento, reciben caudales procedentes del Jarrama cuando sus recursos propios son insuficientes.

Las poblaciones consideradas en el presente estudio se caracterizan por ser de pequeña entidad, siendo Valverde del Camino el núcleo más poblado con unos 13.000 habitantes, mientras que el resto se encuentra entre los 190 y los 5.000 habitantes.

Para la introducción de las mismas en el modelo se agruparán en unidades de demanda en función del origen del recurso hídrico. La división resultante es la expuesta en la Tabla 43.

UDU	Población	Nº habitantes (2016)		Origen del recurso
ETAP Riotinto	Berrocal	331	10.750	Embalse del Jarrama
	Campillo (El)	2.072		
	Campofrío	708		
	Granada de Río-Tinto (La)	191		
	Minas de Riotinto	3.974		
	Zalamea la Real	3.178		
	El Madroño	296		
Nerva	Nerva	5.474	5.474	Embalse de Nerva
				Embalse del Jarrama
Valverde del Camino	Valverde del Camino	12.857	12.857	Embalse de los Silillos
				Embalse del Jarrama
Beas	Beas	4.272	4.272	Embalse de Beas
				Embalse del Jarrama

Tabla 43 – Unidades de Demanda Urbana

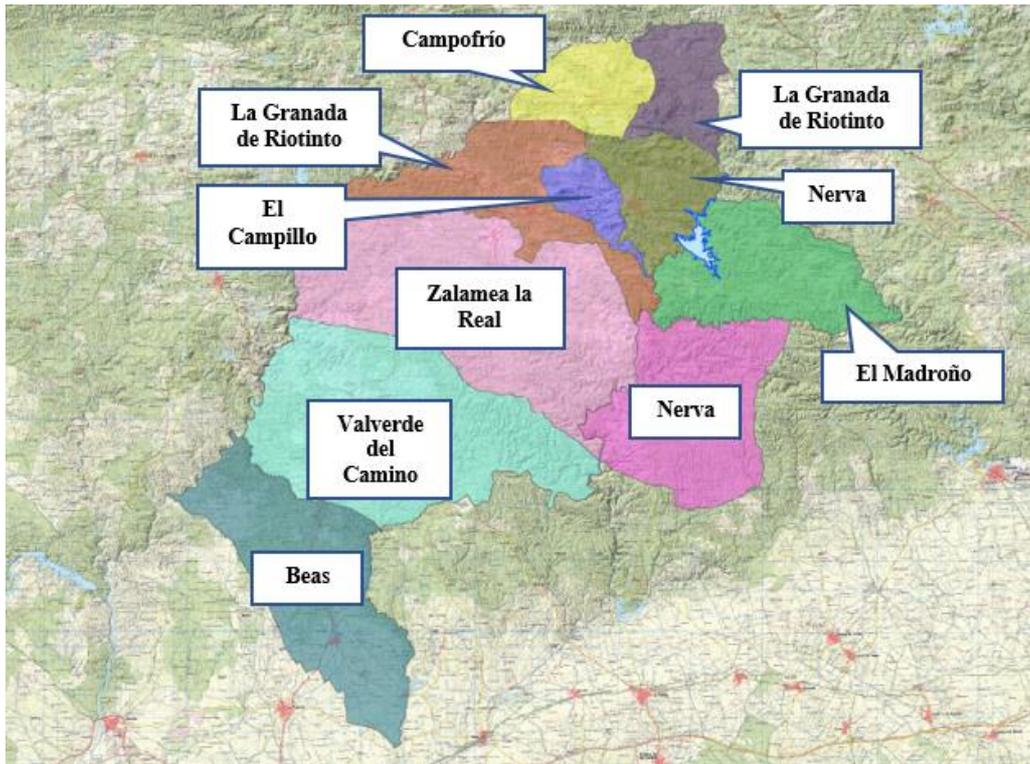


Imagen 25 – Poblaciones incluidas en el sistema considerado

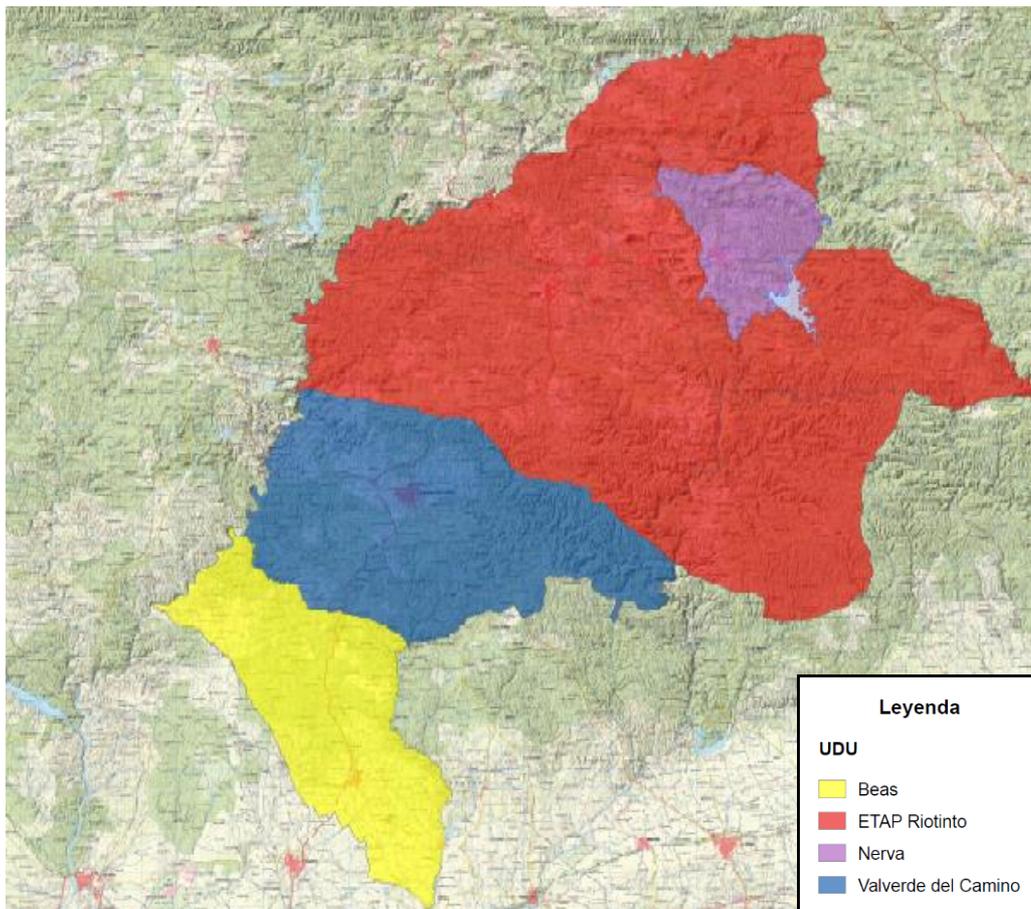


Imagen 26 – Unidades de demanda Urbana

6.4.2. Estudio de población

El primer paso a realizar para determinar la demanda urbana consiste en calcular, en función de las tendencias observadas, las poblaciones previstas en los horizontes considerados. A efectos del cálculo de la demanda urbana, las dotaciones establecidas no se aplican a una población física, sino a una población equivalente. Esta viene dada por la siguiente suma:

$$P_{total\ equivalente} = P_{permanente} + P_{estacional}$$

Puede observarse que se hace distinción entre la población estacional y la permanente:

- **Población permanente**: se refiere a aquella que habita de forma habitual en el municipio.
- **Población estacional**: está relacionada con las viviendas secundarias existentes en el municipio, así como con la población turística del mismo.

A lo largo de este apartado se llevará a cabo el cálculo de la población total equivalente para los horizontes temporales considerados.

Población permanente

Los valores de la población empadronada que se emplearán en las proyecciones serán los proporcionados por el Instituto Cartográfico de Andalucía (ICA). En su web se encuentran datos de población empadronada por municipios desde 1998 hasta 2016 que permiten extraer y analizar las tendencias de crecimiento del número de habitantes en los municipios considerados. A partir de estos datos es posible realizar una estimación del comportamiento de la misma en los horizontes a estudiar.

Esto se realizará haciendo uso de tres metodologías diferentes, comparando los resultados obtenidos con cada una de ellas y tomando aquella que proporcione unos valores más desfavorables. Los métodos empleados para el cálculo de la población futura son los siguientes:

- **Modelo de crecimiento del MOPU**

Este modelo emplea la formulación de crecimiento compuesto, que viene dada por la siguiente expresión:

$$P = P_0(1 + \gamma)^t$$

Donde:

P, es la población a estimar

P_0 , es la población en el año base

t, es el periodo de tiempo en años

γ , e la tasa anual de crecimiento acumulado en las dos décadas anteriores al año de partida (2016) y que viene dada por la siguiente relación:

$$\gamma = \frac{2\alpha + \beta}{3}$$

Donde:

$$P_{2016} = P_{2006}(1 + \alpha)^{10} \rightarrow \text{se obtiene } \alpha$$

$$P_{2016} = P_{1996}(1 + \beta)^{20} \rightarrow \text{se obtiene } \beta$$

Los parámetros obtenidos para las diferentes poblaciones son los incluidos a continuación:

¹ Los datos de la población en 1996 han sido obtenidos de los censos que proporciona en ICA

	Beas	Berrocal	Campillo (El)	Campofrío	Granada de Riotinto (La)	Minas de Riotinto	Nerva	Valverde del Camino	Zalamea La Real	Madroño (El)
α	0,001	-0,013	-0,009	-0,009	-0,015	-0,010	-0,008	0,002	-0,010	-0,015
β	0,000	-0,013	-0,008	-0,010	-0,010	-0,013	-0,009	0,001	-0,005	-0,037
γ	0,001	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005

Tabla 44 – Parámetros estadísticos para la fórmula de crecimiento del MOPU

- **Modelo de crecimiento aritmético o lineal**

Este modelo supone un crecimiento lineal año a año, siendo el factor de crecimiento la llamada Tasa de Variación Anual, que se obtiene a partir de los datos de población iniciales mediante la siguiente fórmula:

$$TVA = \frac{\ln(P(t_2)) - \ln(P(t_1))}{t_2 - t_1} \cdot 100$$

Donde:

TVA, es la Tasa de Variación Anual

$P(t_1)$, es la población en el año 1

$P(t_2)$, es la población en el año 2

Los valores de las Tasas de Variación Anual para los municipios considerados se incluyen a continuación. A partir de los mismos, es posible inferir el valor de la población en un año determinado (P) en función de la población del año base (P_0), separados por un periodo de t años, mediante la siguiente expresión:

$$P = P_0 + TVA \cdot t$$

	Beas	Berrocal	Campillo (El)	Campofrío	Granada de Riotinto (La)	Minas de Riotinto	Nerva	Valverde del Camino	Zalamea La Real	Madroño (El)
TVA	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005

Tabla 45 – Tasas de variación anual para el modelo de crecimiento lineal

- **Modelo de crecimiento geométrico**

La formulación del modelo de crecimiento geométrico viene dada por la siguiente expresión:

$$P = P_0 \left(\frac{P_0}{P_{2006}} \right)^{\frac{t}{10}}$$

Donde:

P_{2006} , es la población una década antes del año base (2016)

Se observa que en todos los métodos considerados los valores de los parámetros a incluir en las correspondientes expresiones es negativo, lo que implica una tendencia decreciente del número de habitantes en estos municipios.

Dado que el caso más desfavorable para el presente estudio sería un aumento de la población y no un descenso de la misma, se supondrá un crecimiento del 0,5%. Los resultados obtenidos por las distintas metodologías son los siguientes:

UDU	Municipio	MOPU			Crecimiento lineal			Crecimiento geométrico		
		2017	2021	2033	2017	2021	2033	2017	2021	2033
ETAP Riotinto	Berrocal	333	339	360	331	331	331	327	310	265
	Campillo (El)	2.082	2.124	2.255	2.072	2.072	2.072	2.053	1.977	1.766
	Campofrío	712	726	771	708	708	708	702	678	611
	Granada de Riotinto (La)	192	196	208	191	191	191	188	177	148
	Minas de Riotinto	3.994	4.074	4.326	3.974	3.974	3.974	3.934	3.776	3.341
	Zalamea La Real	3.194	3.258	3.459	3.178	3.178	3.178	3.146	3.021	2.676
	Madroño (El)	192	196	208	191	191	191	188	177	148
	TOTAL	10.699	10.913	11.587	10.645	10.645	10.645	10.538	10.116	8.956
Beas	4.277	4.296	4.355	4.272	4.272	4.272	4.278	4.303	4.380	
Nerva	5.501	5.612	5.958	5.474	5.474	5.474	5.429	5.252	4.775	
Valverde del Camino	12.921	13.182	13.995	12.857	12.857	12.857	12.881	12.980	13.279	
TOTAL	33.398	34.003	35.895	33.248	33.248	33.248	33.126	32.651	31.390	

Tabla 46 – Resultados de población proyectada mediante distintas metodologías

Se observa que es el modelo del MOPU el que proporciona unos valores de población mayores y, por tanto, más desfavorables. Serán por consiguiente estos los valores empleados para el cálculo de las demandas de uso doméstico.

Población estacional

A lo largo del año se producen pequeñas puntas de población en los municipios considerados. Estas se dan en primer lugar durante los fines de semana debido a la afluencia de personas que residen, estudian o trabajan en otras poblaciones y regresan a su pueblo a pasar el fin de semana; en segundo lugar, en verano regresan los habitantes que trabajan fuera durante el año. También es necesario tener en cuenta las visitas turísticas generadas por eventos como las fiestas patronales o el turismo rural. Por tanto, la población estacional se asocia, en general, a dos motivos:

a. ***Población vinculada a las viviendas secundarias***, entendiéndose como tales aquellas viviendas familiares que se utilizan solamente una parte más o menos larga del año, de forma estacional, periódica o esporádica y no constituye residencia habitual de una o varias personas.

La influencia esta estacionalidad se tendrá en consideración a través del parámetro del coeficiente estacional, que se define como el cociente entre la máxima población estacional y la población fija. Los valores de partida empleados para el cálculo del coeficiente de estacionalidad se han extraído de las “*Encuestas de Infraestructuras y Equipamientos Locales del Ministerio de La Presidencia y para Las Administraciones Territoriales*” a partir de los cuales se obtienen los siguientes valores:

Año	Coeficiente de estacionalidad									
	2005	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	Media aritmética
Beas	1,4	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Berrocal	1,0	1,5	1,6	1,6	1,7	1,8	1,8	1,6	1,6	1,6
Campillo (El)	1,3	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,3	1,3	1,4
Campofrío	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,4	1,4	1,2
Granada de Riotinto (La)	2,6	2,7	3,0	2,3	2,7	2,4	2,4	2,6	2,6	2,6
Minas de Riotinto	1,1	1,2	1,2	1,2	1,2	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2
Nerva	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	2,5	1,2	1,3	1,3	1,3
Valverde del Camino	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Zalamea La Real	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Madroño (El)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,6	1,6	1,7	1,8	1,6

Tabla 47 – Coeficientes de estacionalidad

Se observa que los coeficientes de estacionalidad se mantienen prácticamente constantes a lo largo de los años, por lo que se ha tomado la media aritmética de los mismos para el cálculo de la población estacional, suponiendo que esta tendencia se mantiene.

La población estacional vinculada a viviendas secundarias vendrá dada por la siguiente expresión:

$$P_{estacional} = (C_e - 1) \cdot P_{empadronada}$$

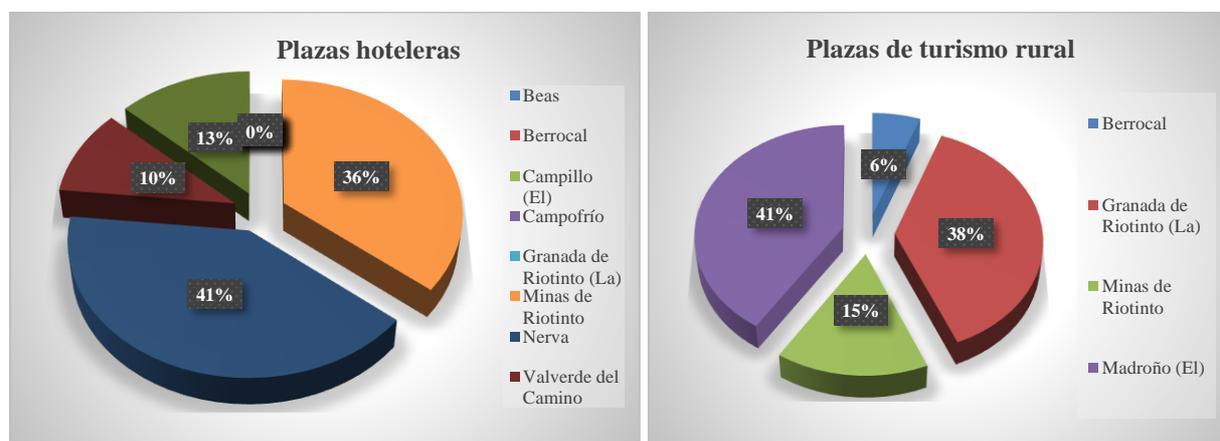
b. **Población asociada al turismo** (plazas hoteleras, hostales, camping, casas rurales o apartamentos que pernocta al menos una noche en el municipio).

Al igual que en el apartado anterior, se emplearán los datos proporcionados por las “Encuestas de Infraestructuras y Equipamientos Locales del Ministerio de La Presidencia y para Las Administraciones Territoriales” para determinar las plazas hoteleras y las dedicadas a turismo rural y la evolución de las mismas a lo largo del tiempo. Estos se encuentran en el **Anexo 13. Demanda Urbana**.

De estos datos puede extraerse la conclusión de que tanto el número de plazas hoteleras como el de plazas de turismo rural se mantienen prácticamente constantes a lo largo del tiempo, por lo que, al no disponer de información adicional, no será necesario estimar una proyección futura de las mismas, sino que se considerará que se mantienen las existentes en la actualidad.

	ETAP Riotinto						Beas	Valverde del Camino	Nerva
	Berrocal	El Campillo	La Granada de Riotinto	Minas de Riotinto	Zalamea La Real	El Madroño			
PH	0	0	0	98	36	0	0	28	112
TR	8	0	54	22	0	58	0	0	0

Tabla 48 – Plazas Hoteleras (PH) y destinadas al Turismo Rural (TR) por municipios



Gráfica 16 - Plazas hoteleras y de turismo rural según municipio en 2015

Dado que el turismo implica una población no constante a lo largo del año, la población estacional vinculada al mismo se obtendrá multiplicando el número de plazas destinadas a cada tipo de establecimiento por su grado de ocupación del mismo de la siguiente forma:

$$P_{turismo} = P_{estacional\ vinculada\ al\ turismo} \cdot (días\ de\ estancia/365)$$

El valor del grado de ocupación por tipo de establecimiento viene dado por las “Encuestas de Ocupación Hotelera, en Apartamentos Turísticos en Alojamientos de Turismo Rural y en Campings del INE (2012)”, siendo estos los siguientes:

Tipo de alojamiento	Nivel de ocupación (días/año)
Apartamentos	97
Campamentos turísticos	74
Hoteles	154
Hotel-apartamento	154
Pensiones	154
Turismo rural	47

Tabla 49 - Nivel de ocupación por tipo de alojamiento turístico

De la suma de estas dos poblaciones se obtienen los valores de población estacional que, sumados a la población permanente calculada, proporcionará la población equivalente total:

UDU	Turismo	2017			2021			2033		
		Perm.	Viv. Sec.	Total	Perm.	Viv. Sec.	Total	Perm.	Viv. Sec.	Total
ETAP Ríotinto	74	10.699	3.069	13.842	10.913	3.042	14.029	11.587	2.962	14.623
Beas	0	4.277	1.281,60	5.559	4.296	1.281,30	5.577	4.355	1280,4	5.635
Nerva	47	5.501	1.641,90	7.190	5.612	1.640,10	7.299	5.958	1635,3	7.640
Valverde del Camino	4	12.921	2.571,40	15.496	13.182	2.571,60	15.758	13.995	2571,8	16.571

Tabla 50 - Población equivalente total

6.4.3. Dotaciones

La Normativa del Plan Hidrológico del Tinto, Odiel y Piedras establece, en su Anexo 6.1. las dotaciones brutas máximas y admisibles de agua para uso urbano, entendiéndose como tal el cociente entre el volumen puesto a disposición en la red de suministro en alta y el número de habitantes totales del municipio. Las dotaciones propuestas por el Plan Hidrológico son los que se muestran en la Tabla 49.

Población abastecida por el sistema (Habitantes)	Dotación (L/Hab. Eq. ·Día)
< 50.000	180
50.000-100.000	170
100.001-500.000	160
> 500.000	150

Tabla 51 – Dotaciones para uso doméstico propuestas por el PHDTOP

Dado que ninguno de los núcleos considerados supera los 50.000 habitantes, se considerará una dotación de **180 l/hab.eq. día**.

6.4.4. Cálculo de demanda urbana

Finalmente, se obtienen las demandas mensuales y anuales de las distintas Unidades de Demanda Urbana consideradas en el estudio mediante la siguiente expresión:

$$D_{urbana} = Dotación \cdot P_{equivalente}$$

UDU	Demanda urbana (Hm3/año)		
	2017	2021	2027
ETAP Riotinto	0,9	0,9	0,9
Beas	0,4	0,4	0,4
Nerva	0,5	0,5	0,5
Valverde del Camino	1,0	1,0	1,1

Tabla 52 - Demandas mensuales y anuales por UDU

6.5. Demanda de riego

6.5.1. Unidades de demanda de riego

Las superficies agrícolas que conforman la “Agrupación Jarrama” se benefician de las aguas del embalse del Jarrama para el riego de los cultivos. Estas se caracterizan por la clara predominancia del cultivo de cítricos, salpicado por pequeñas superficies dedicadas a frutales no cítricos y, en menor medida, hortalizas. Dado el carácter predominantemente homogéneo de los cultivos y su proximidad, entre ellos y al embalse, se considera que conforman una única unidad de demanda agrícola (UDA) que, a fin de mantener la nomenclatura presente en el plan hidrológico, se conocerá como Andévalo 1. Esta cuenta con una superficie total en producción de 1.781 Ha.

		Caracterización de la UDA Andévalo 1	
		% Superficie total	% Superficie total
Tipo de cultivo	Frutales	440,4	25,5
	Cítricos	1.109,6	64,3
	Hortícolas	175	10,2
<hr/>			
Sistema de transporte	Tubería	1.634,8	94,8
	Acequia revestida	90,20	5,2
<hr/>			
Sistema de riego	Localizado	1.550,64	89,9
	Superficie	174	10,1

Tabla 53 – Caracterización de la UDA Andévalo 1



Gráfica 17 – Superficies por tipo de cultivo en a UDA Andévalo 1 (ICRA)

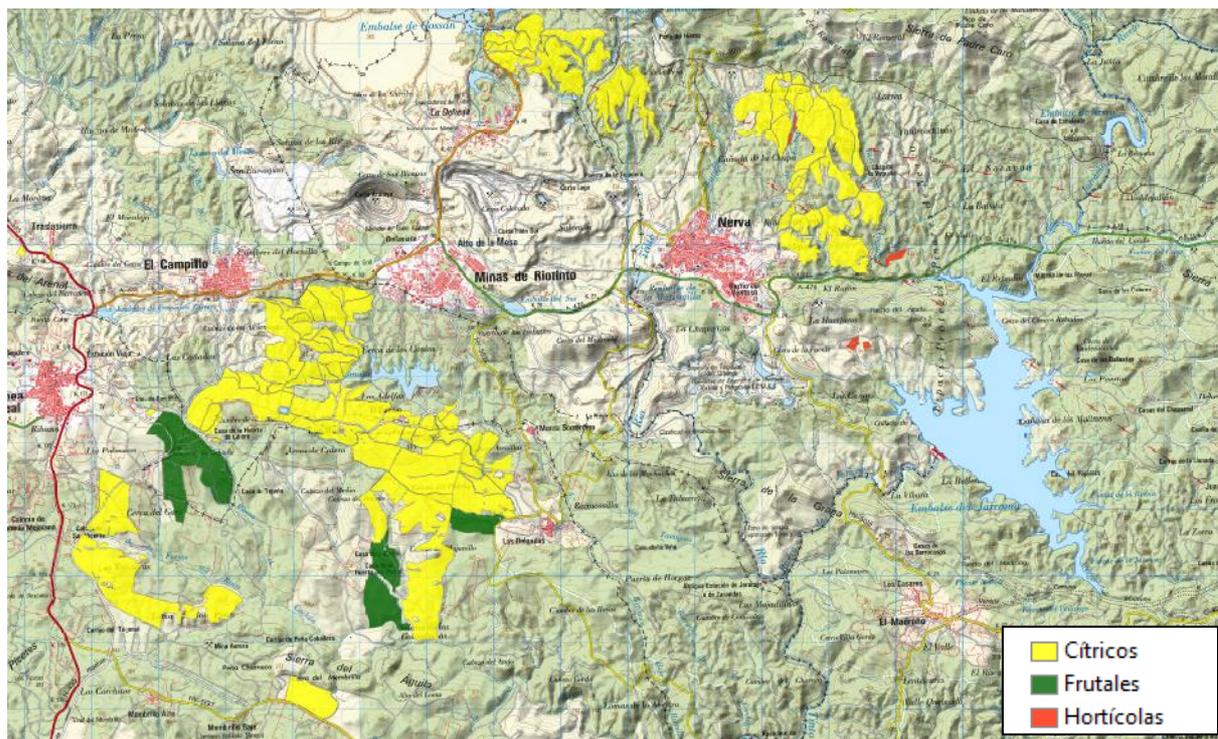


Imagen 27 – Cultivos principales de la IUDA Andévalo 1

6.5.2. Estudio agronómico

Para el cálculo de la demanda de riego que depende de los embalses del modelo es necesario, en primer lugar, llevar a cabo un estudio de las necesidades hídricas de los cultivos incluidos en la UDA considerada, así como su distribución a lo largo del año. Este análisis se llevará a cabo de acuerdo a lo establecido en el documento “*Las necesidades de agua de los cultivos*” publicada por la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO), que se desarrolla en dos pasos fundamentales:

1. Cálculo de la evapotranspiración de los cultivos (ETc)
2. Cálculo de las necesidades hídricas de los cultivos (NH), netas y brutas.

6.5.2.1. Cálculo de la evapotranspiración de los cultivos

Se entienden como evapotranspiración de un cultivo las necesidades hídricas brutas de los mismo para su desarrollo óptimo, representando la cantidad de agua que debe existir en la zona radical del cultivo para satisfacer su demanda evaporativa. Es posible la obtención de este parámetro de acuerdo a la siguiente expresión:

$$ETc = Kc \times ETo$$

Donde:

Kc es el coeficiente del cultivo mensual.

ETo es la evapotranspiración de referencia en mm/mes.

ETc es la evapotranspiración del cultivo en mm/mes.

Evapotranspiración de referencia

Se define como el consumo de agua de una superficie extensa de hierba, uniforme, de 8 a 15 cm de altura, en crecimiento activo, sombreando la totalidad del suelo y bien provista de agua. Dado que es un parámetro que depende únicamente de factores climáticos, la red de estaciones agroclimáticas del Ministerio de Medio Ambiente proporciona valores medios mensuales de la evapotranspiración calculados por el método de Thornwite. Se ha localizado en las inmediaciones de las superficies de cultivo estudiadas la estación 4575 “Valverde del Camino”, situada de acuerdo a lo mostrado en la Imagen 28.

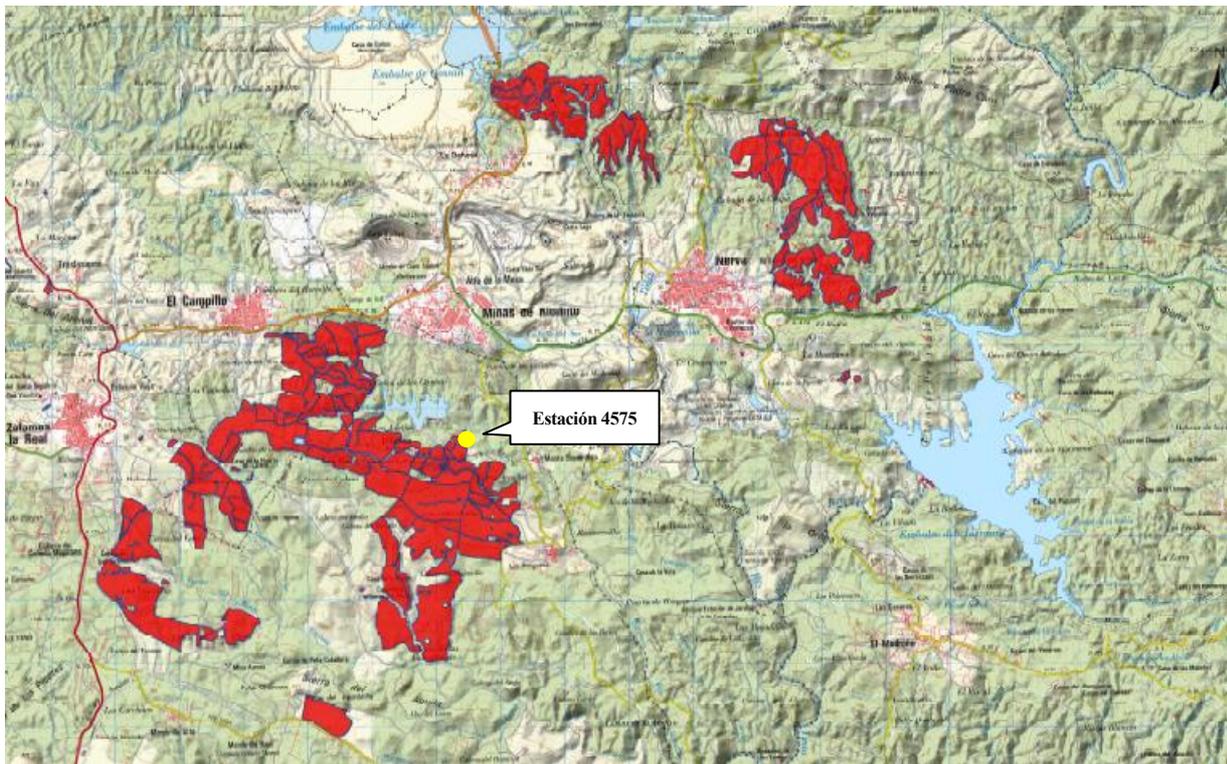


Imagen 28 – Ubicación de la estación meteorológica “Valverde del Camino”

Coefficiente de cultivo (Kc)

Este factor tiene en cuenta las características individuales de cada cultivo y la fase en la que se encuentra (desarrollo, floración...) así como el mes considerado y permite, al multiplicarlo por los valores de evapotranspiración de referencia definidos en el apartado anterior, obtener la evapotranspiración de un cultivo concreto en un mes determinado.

De acuerdo a lo establecido en el Anejo 6 del “Plan General de Transformación Zona Regable Andévalo Occidental Fronterizo (Huelva)” desarrollado por la Consejería de Medio Ambiente y Ordenación del Territorio, se adoptan los valores para el coeficiente de cultivo (Kc) recogidos en la Tabla 54.

	Kc											
	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Mayo	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.
Cítricos	0,2	0,15	0,15	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6	0,7	0,7	0,7	0,65
Frutales	0,6	-	-	-	-	0,35	0,45	0,6	0,7	0,7	0,7	0,6
Hortícolas	-	-	-	-	-	-	-	0,74	1,06	1,1	0,86	-

Tabla 54 – Coeficientes de cultivo (Kc) mensuales

Evapotranspiración del cultivo (ETc)

Una vez definidos los elementos de la expresión que permite el cálculo de la evapotranspiración del cultivo, se procede al cálculo de la misma, obteniendo los siguientes valores:

	ETo (mm)											
	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
	18	20,9	36,8	48,9	78,1	117,3	164,2	149,9	108,6	63,2	33,2	19,6
	ETc (mm)											
Cítricos	3,6	3,1	5,5	7,3	19,5	41,1	82,1	89,9	76,0	44,2	23,2	12,7
Frutales	10,8	-	-	-	-	41,1	73,9	89,9	76,0	44,2	23,2	11,8
Hortícolas	-	-	-	-	-	-	-	110,9	115,1	69,5	28,6	-

Tabla 55 – ETo y ETc de los cultivos estudiados

6.5.2.2. Cálculo de las necesidades hídricas de los cultivos

Es necesario distinguir, al hablar de necesidades hídricas de los cultivos, dos tipos:

- Necesidades hídricas netas (NHn): se entiende como tal la cantidad de agua que se ha de suministrar a la zona radical del cultivo mediante el riego.
- Necesidades brutas de agua de riego (NRb): es la cantidad de agua que el sistema de riego ha de proporcionar en parcela para que, una vez deducidas las pérdidas debida a la propia eficiencia del riego, la cantidad de agua que se almacene en dicha zona radical sea igual a las NHn del cultivo.

El cálculo de las mismas se realizará considerando el espacio de un mes, utilizando como datos de partida las medias de los meses y suponiendo que todos los días de cada mes tienen las mismas necesidades.

6.5.2.3. Necesidades Hídricas Netas (NHn)

Se calculan como la diferencia entre el agua empleada para el crecimiento de la planta (ETc) y la que le es aportada sin necesidad de riego, a partir de las precipitaciones en la zona del cultivo (PE).

$$NHn = ETc - PE$$

Donde PE es la precipitación efectiva.

Precipitación efectiva

Desde un punto de vista agronómico, se considera como precipitación efectiva a la porción de lluvia que satisface parte de las necesidades de consumo de agua del cultivo. Para su cálculo, se han considerado nulos los posibles aportes por parte del rocío y de las capas freáticas altas. Sólo se contabilizarán como aportes positivos, las lluvias y, dentro de ellas, se considerará únicamente la porción de lluvia considerada como precipitación efectiva.

Para el cálculo de la misma se hará uso de la fórmula empírica de la Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO):

$$P_e = 0,6P_t - 10, \quad \text{para } P_t < 70 \text{ mm}$$

$$P_e = 0,8P_t - 24, \quad \text{para } P_t > 70 \text{ mm}$$

Donde:

P_e , es la precipitación efectiva mensual en mm

P_t , es la precipitación total mensual en mm

Para obtener los datos de la precipitación total mensual se ha hecho uso de las series pluviométricas recogidas en el **Anexo 3. Tratamiento de Datos Pluviométricos** correspondiente al estudio hidrológico. A continuación se muestra la posición de las distintas estaciones de las que se tienen registros respecto a las zonas de cultivo estudiadas:

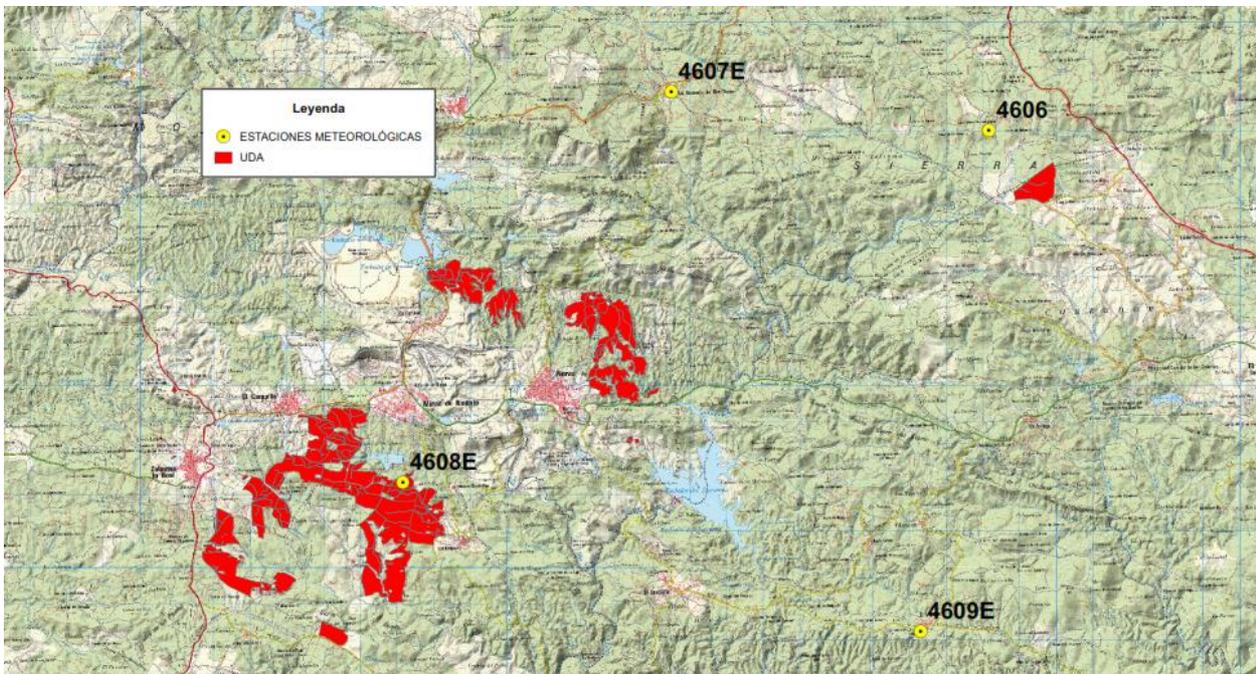


Imagen 29 – Situación de las estaciones meteorológicas respecto a la zona de cultivo

Dado que el grueso del cultivo considerado en el presente estudio se agrupa en torno a la estación 4608E “EL Campillo (El Zumajo)”, serán los datos de esta los que se emplearán en el presente estudio agronómico. Los valores mensuales medios obtenidos se recogen en la Tabla 56.

Cálculo de la precipitación efectiva (mm)												
P_t (mm)	38,3	28,5	17,6	23,7	17,6	8,5	1,3	2,0	7,3	30,4	36,7	46,9
P_e (mm)	13,0	7,1	0,5	4,2	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	8,2	12,0	18,1

Tabla 56 – Precipitación total y efectiva media mensual en mm

6.5.2.4. Necesidades Hídricas Brutas (NHb)

El cálculo de las necesidades hídricas brutas se lleva a cabo de acuerdo a la siguiente expresión:

$$NRb = NHn / Eg$$

Donde:

Eg, es la eficiencia global del sistema de riego, la cual se define a continuación:

Eficiencia global

Es la relación entre volumen de agua puesto a disposición de los cultivos para su zona radicular y el volumen total suministrado a la citada zona de riego, y que viene dado por la siguiente fórmula:

$$Eg = Ec \cdot Ed \cdot Ea$$

Donde:

Ec, es la eficiencia de la conducción

Ed, es la eficiencia del sistema de distribución

Ea, es la eficiencia de aplicación

Las dos primeras eficiencias hacen referencia a las pérdidas y fugas sufridas en el transporte del agua desde el punto de origen hasta la parcela en cuestión. La eficiencia de aplicación por su parte tiene en cuenta el sistema de riego empleado, así como las pérdidas intrínsecas al mismo.

A falta de información más específica los valores de estos coeficientes establecidos por el Plan Hidrológico del Tinto, Odiel y Piedras en el Anexo 6.4 de su normativa son los siguientes:

Eficiencia	Características	Valor
Eficiencia de conducción	-	0,85-0,95
Eficiencia de distribución	-	0,85-0,95
Eficiencia de aplicación	Gravedad	0,6-0,7
	Aspersión	0,7-0,85
	Localizado	0,9-0,95

Tabla 57 – Valores de eficiencia de riego propuestos por el PHDHTOP

De los rangos establecidos por el plan hidrológico se han tomado aquellos que proporcionan resultados más

desfavorables; es decir, los valores más pequeños establecidos por el plan. A partir de estos valores, se obtiene la eficiencia global para cada tipo de cultivo:

	Eficiencia de conducción	Eficiencia de distribución	Eficiencia de aplicaciones		Eficiencia Global
Cítricos	0,85	0,85	Localizado	0,9	0,65
Frutales			Localizado	0,9	0,65
Hortícolas			Superficie	0,6	0,43

Tabla 58 – Cálculo de la eficiencia global por tipo de cultivo

Necesidades Hídricas Brutas (NHb)

A partir de las eficiencias calculadas, y de la aplicación de la formulación descrita, se obtienen los siguientes valores de las necesidades hídricas brutas mensuales para los cultivos considerados, siendo estos el fin último del presente estudio agronómico:

	Cítricos			Frutales			Hortícolas		
	NHn (mm)	NRb (mm)	NRb (m3/Ha)	NHn (mm)	NRb (mm)	NRb (m3/Ha)	NHn (mm)	NRb (mm)	NRb (m3/Ha)
Ene	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	-
Feb	0,0	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-
Mar	5,0	7,7	76,5	-	-	-	-	-	-
Abr	3,1	4,7	47,5	-	-	-	-	-	-
May	19,0	29,2	291,9	-	-	-	-	-	-
Jun	41,1	63,2	631,6	41,1	63,2	631,6	-	-	-
Jul	82,1	126,3	1.263,1	73,9	113,7	1.136,8	-	-	-
Ago	89,9	138,4	1.383,7	89,9	138,4	1.383,7	110,9	255,9	2.558,8
Sep	76,0	117,0	1.169,5	76,0	117,0	1.169,5	115,1	265,6	2.655,5
Oct	36,0	55,4	554,2	36,0	55,4	554,2	61,3	141,4	1.414,1
Nov	11,2	17,2	172,4	11,2	17,2	172,4	16,5	38,1	381,1
Dic	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	-
Suma	363,4	559,0	5.590,5	328,1	504,8	5.048,3	303,9	701,0	7.009,6

Tabla 59 – Necesidades Hídricas Netas y Brutas de los cultivos estudiados

6.5.3. Evolución de los cultivos

En el presente apartado se tratará de determinar, en base al comportamiento observado históricamente para los distintos cultivos, la evolución de los mismos en los horizontes temporales considerados. Es necesario tener en cuenta en este aspecto que el comportamiento del sector agrario depende de una gran cantidad de factores muy difíciles predecir como son la economía y la climatología. Esto convierte el cálculo de estas superficies en una tarea de gran dificultad.

A efectos del presente trabajo se llevará a cabo un estudio simplificado que se desarrollará en las siguientes fases:

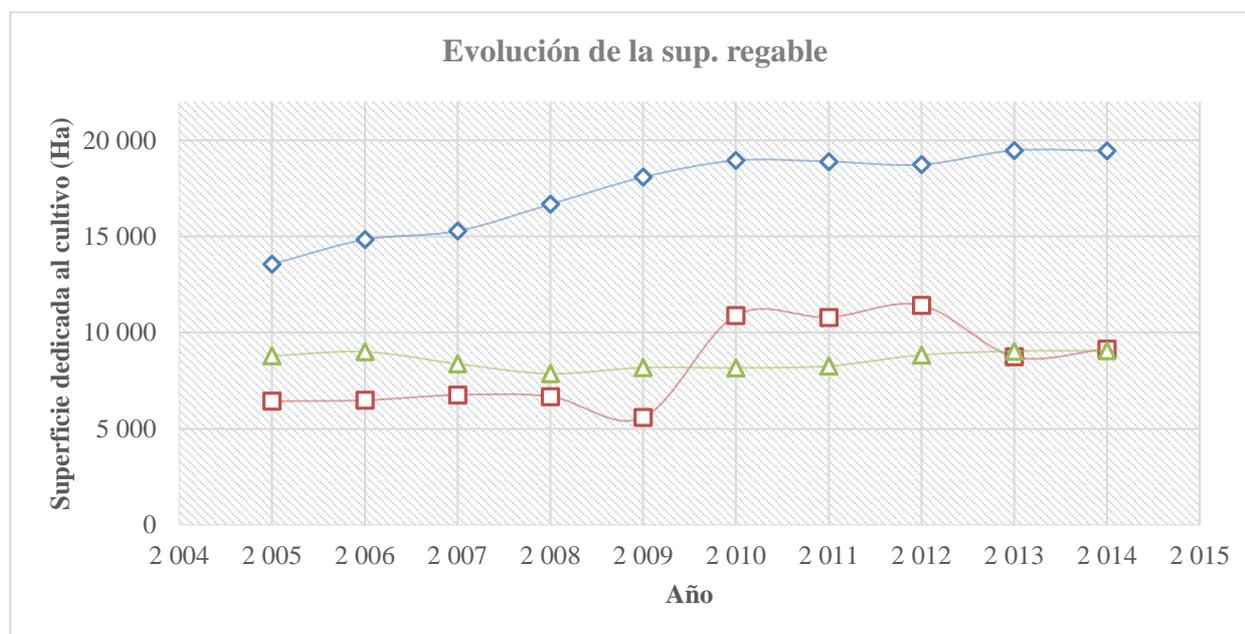
1. Estudio de las tendencias de crecimiento anuales para cada tipo de cultivo en base a los datos proporcionados por los Anuarios de Estadísticas Agrícolas y Pesqueras de Andalucía (AEAPA) entre los años 2005 y 2014 para la provincia de Huelva. Estos anuarios proporcionan datos de superficies totales dedicados al cultivo y de superficies en producción por provincia y tipo de cultivo y permitirán la obtención de las tasas de variación entre los años de inicio y fin de la serie considerada, que serán empleadas para la proyección futura de las superficies de riego.
2. Cálculo de las superficies regables para cada tipo de cultivo en los horizontes considerados haciendo uso de la formulación de crecimiento lineal.

6.5.3.1. Datos de partida

De los datos extraídos de los Anuarios de Estadísticas Agrícolas y Pesqueras de Andalucía se han extraído los valores de superficie total dedicada al cultivo y superficie en producción mostrados en la Tabla 60.

Año	Superficie en plantación regular (Ha)		
	Cítricos	Frutales	Hortícolas
2005	13.560	6.150	8.796
2006	14.838	6.185	9.005
2007	15.288	6.573	8.375
2008	16.677	6.470	7.866
2009	18.087	5.255	8.180
2010	18.954	9.117	8.168
2011	18.900	9.558	8.263
2012	18.740	10.119	8.837
2013	19.479	7.095	9.036
2014	19.463	7.267	9.055
T.V. A	4,0	1,9	0,3

Tabla 60 – Evolución de las superficies dedicadas al cultivo en la provincia de Huelva



Gráfica 18 – Evolución de las superficies dedicadas al cultivo en la provincia de Huelva

6.5.3.2. Proyección futura

Dado que no se cuenta con datos anteriores a 2004, la aplicación del método de crecimiento del MOPU no es posible en este caso. Por ello, se tomará el modelo de crecimiento lineal, descrito en el apartado 6.4.2 de esta memoria. Los valores correspondientes a las hectáreas que se espera se dediquen al cultivo en los horizontes 2017, 2021 y 2033 obtenidos son los recogidos en la Tabla 61.

Superficie en plantación regular (Ha)				
Año	Cítricos	Frutales	Hortícolas	Total
2017	1.146	457	178	1.781
2021	1.162	464	179	1.805
2033	1.210	487	183	1.880

Tabla 61 – Superficies de cultivo para los horizontes considerados

6.5.3.3. Cálculo de las demandas de riego

Una vez definidas las superficies, actuales y futuras, dedicadas a cada uno de los cultivos estudiados, así como las necesidades hídricas brutas de cada uno de ellos, es posible obtener la demanda de la siguiente forma:

$$Demanda = NHb \cdot S$$

Siendo S la superficie dedicada a cada cultivo en Ha.

A modo de resumen se incluye la Tabla 62.

Mes	Demandas de riego (Hm ³ /mes)		
	2017	2021	2033
Ene.	0,0	0,0	0,0
Feb.	0,0	0,0	0,0
Mar.	0,1	0,1	0,1
Abr.	0,1	0,1	0,1
Mayo	0,3	0,3	0,4
Jun.	1,0	1,0	1,1
Jul.	2,0	2,0	2,1
Ago.	2,7	2,7	2,7
Sep.	2,3	2,4	2,4
Oct.	1,1	1,2	1,1
Nov.	0,3	0,3	0,3
Dic.	0,0	0,0	0,0
TOTAL	10,0	10,1	10,2

Tabla 62 – Tabla resumen de demandas de riego

6.6. Demanda ganadera

Además del agua empleada en el riego de cultivos, parte de los caudales procedentes de los embalses estudiados se destinan a la limpieza y abastecimiento de las instalaciones destinadas a la producción ganadera. Si bien es cierto que esta demanda constituye un volumen insignificante si se compara con la demanda de riego, se considera conveniente incluirla en el modelo a fin de reproducir de la forma más exacta posible las necesidades hídricas del subsistema Jarrama.

De acuerdo a lo establecido en el plan de cuenca, el abastecimiento de las instalaciones ganaderas situadas en la zona del Andévalo Oriental dependen de forma exclusiva del embalse del Jarrama. Por tanto, estas se agruparán en una única Unidad de Demanda Ganadera (UDG) a incluir en el modelo.

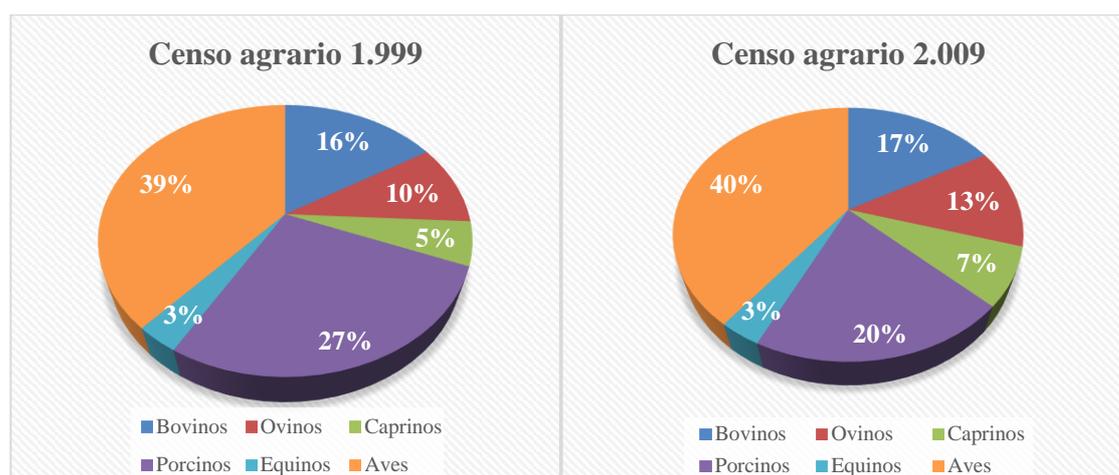
6.6.1.1. Evolución de las cabezas de ganado

La cabaña ganadera en la DHTOP se encuentra principalmente conformada por ganado de tipo porcino (si se excluye el aviar), que se concentra sobre todo en las comarcas de Sierra y el Andévalo Occidental y Oriental.

De forma análoga al procedimiento seguido en el caso de las superficies de cultivo, se procederá, a partir de los datos proporcionados por los censos agrarios de 1999 y 2009, al cálculo de las tasas de variación anual que permitan realizar proyecciones de número de cabezas de ganado para los horizontes temporales a estudiar:

	Censo agrario 1999		Censo agrario 2009		TVA
	Explotaciones	Unidades Ganaderas (UG)	Explotaciones	Unidades Ganaderas (UG)	
Bovinos	79,0	2.865,0	67,0	2.019,0	-3,5
Ovinos	242,0	1.703,0	157,0	1.524,8	-1,1
Caprinos	226,0	917,0	96,0	889,7	-0,3
Porcinos	457,0	4.832,0	166,0	2.409,2	-7,0
Equinos	240,0	565,0	119,0	391,2	-3,7
Aves	319,0	6.779,0	80,0	4.735,1	-3,6

Tabla 63 – Número de cabezas de ganado registrados en los censos ganaderos de 1999 y 2009



Gráfica 19 – Distribución de los distintos tipos de ganado en el Andévalo Oriental

Se observa un descenso de la actividad ganadera entre los años considerados, registrándose tasas de hasta -7 en el caso del ganado porcino. No obstante, dado que se trata de un modelo simplificado y se pretende estudiar escenarios desfavorables para el subsistema, se supondrá una tasa de variación positiva del 0,5%. Los resultados obtenidos de la proyección futura se incluyen en la Tabla 64.

Cabezas de ganado			
	2017	2021	2033
Bovinos	2.019,0	2.019,1	2.019,1
Ovinos	1.524,8	1.524,9	1.524,9
Caprinos	889,7	889,8	889,8
Porcinos	2.409,2	2.409,3	2.409,3
Equinos	391,2	391,3	391,3
Aves	4.735,2	4.735,2	4.735,3
Total	11.969,3	11.969,4	11.969,8

Tabla 64 – Proyección de las cabezas de ganado en los horizontes considerados

6.6.1.2. Dotaciones

De acuerdo a lo establecido en el anexo 6.5. de la normativa del Plan Hidrológico del TOP, se adoptarán, salvo justificación técnica, para las distintas especies ganaderas valores que no superen las dotaciones brutas máximas recogidas a continuación y que incluyen todos los usos específicos como limpieza, refrigeración, servicios, etc. que requiera la instalación agropecuaria.

Tipo de ganado	Dotación (m³/cabeza y año)
Bovino	17,3
Ovino	1,99
Caprino	1,99
Porcino	2,82
Equino	14,6
Aves	0,08

Tabla 65 - Dotaciones de agua para uso ganadero

6.6.1.3. Cálculo de la demanda ganadera

En base a los resultados obtenidos, se calculan los valores de demanda ganadera para los horizontes de 2017, 2021 y 2033 que se muestran en la Tabla 66.

	Dotación (m3/ cabeza y año)	Demandas de uso ganadero								
		2017			2021			2033		
		Cabezas	m3/ año	Hm3/ mes	Cabezas	m3/ año	Hm3/ mes	Cabezas	m3/ año	Hm3/ mes
Bovinos	17,3	2.019,0	34929,4	0,003	2.019,1	34929,7	0,003	2.019,1	34930,8	0,003
Ovinos	1,99	1.524,8	3034,4	0,000	1.524,9	3034,5	0,000	1.524,9	3034,6	0,000
Caprinos	1,99	889,7	1770,6	0,000	889,8	1770,6	0,000	889,8	1770,7	0,000
Porcinos	2,82	2.409,2	6794,0	0,001	2.409,3	6794,1	0,001	2.409,3	6794,3	0,001
Equinos	14,6	391,2	5712,1	0,000	391,3	5712,4	0,000	391,3	5713,3	0,000
Aves	0,08	4.735,2	378,8	0,000	4.735,2	378,8	0,000	4.735,3	378,8	0,000
Total		11.969,3	52.619,4	0,004	11.969,4	52.620,1	0,004	11.969,8	52.622,5	0,004

Tabla 66 – Cálculo de la demanda ganadera para los horizontes considerados

6.7. Otras demandas

Además de la demanda urbana y la agraria existen otro tipo de demandas, de menor entidad, que es necesario satisfacer. En este aspecto son dos los usos a estudiar:

- Uso industrial
- Uso recreativo
- Uso energético

Es necesario realizar, por tanto, una caracterización de estos usos a fin de introducirlos en el modelo del sistema.

Demanda de uso industrial

En la actualidad no existe ninguna demanda de tipo industrial que sea abastecida por el embalse del Jarrama. Del mismo modo, no se tiene constancia de que en alguno de los horizontes considerados este hecho vaya a cambiar. Por tanto, a efectos del presente estudio no se ha incluido unidad alguna de este tipo.

Demanda de uso recreativo

La diversificación del sector turístico implica una evolución de las actividades singulares de ocio, como campos de golf, zonas navegables, cotos de pesca y de baño. Sin embargo, dentro de dichos usos se puede considerar que únicamente los campos de golf tienen un uso consuntivo del agua, puesto que las otras actividades si bien son no consuntivas demandan una calidad óptima de las aguas y unos caudales mínimos circulantes. Por tanto, la única Unidad de Demanda Recreativa (UDR) a incluir en el modelo será la constituida por el club de golf Corta Atalaya, situado en el término municipal de Minas de Riotinto y fundado en 1992.

Las dotaciones para el riego de campos de golf se fijan en función del número de hoyos, encontrándose estos valores entre 19.200 y 19.500 m3/hoyo·año. Se ha tomado a efectos de este estudio la dotación mayor por tratarse del caso más desfavorable.

Nombre	Nº de hoyos	Dotación (m3/hoyo·año)	Demanda (m3/año)	Demanda (Hm3/mes)
Club de golf Corta Atalaya	9	19.500	175.500	0,015

Tabla 67 - Demanda de uso recreativo

A la hora de definir la UDR se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- La demanda de uso recreativo se considera constante a lo largo del año debido al carácter no estacional de una actividad como es el mantenimiento de los clubes de golf.
- No se contempla en la actualidad la construcción de ningún nuevo club de golf que pretenda regarse con las aguas objeto de estudio. Del mismo modo, no se espera ampliación de ningún tipo para el club de golf Corta Atalaya, por lo que esta demanda se considera constante para los distintos horizontes considerados.

Demanda de uso energético

En la actualidad no existe ninguna demanda para uso energéticos que sea abastecida por el embalse del Jarrama. Del mismo modo, no se tiene constancia de que en alguno de los horizontes considerados este hecho vaya a cambiar. Por tanto, a efectos del presente estudio no se ha incluido unidad alguna de este tipo.

6.8. Resultados de la simulación

A la hora de realizar las distintas simulaciones en AQUATOOL es necesario tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las aportaciones empleadas para la simulación del horizonte 2033 se han reducido en un 8% de acuerdo a lo establecido en una serie de estudios realizados por el Ministerio de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía.
- En caso de detectarse déficit en las simulaciones del Modelo 1, se determinará el volumen que es necesario obtener del Jarrama a fin de solventarlo y se introducirá el mismo como demanda en el Modelo 2.
- Las demandas finales a incluir en el modelo serán los siguientes:

Tipo de demanda	UD	Demanda (Hm ³ /mes)		
		2017	2021	2033
Urbana (UDU)	ETAP Riotinto	0,08	0,08	0,08
	Nerva	0,04	0,04	0,04
	Beas	0,03	0,03	0,03
	Valverde del Camino	0,08	0,08	0,09
Agraria (UDA)	Andévalo 1	10	10,1	10,2
Recreativa (UDR)	Golf Minas de Riotinto	0,2	0,2	0,2
Ganadera (UDG)	Andévalo Oriental	0,05	0,05	0,05

Tabla 68 – Unidades de demanda incluidas en el modelo

De acuerdo a los resultados obtenidos del estudio de las diferentes demandas para los horizontes temporales en cuestión, estos se mantienen prácticamente constantes en el periodo estudiado. Dado que se espera que las dos primeras simulaciones proporcionen resultados prácticamente iguales, no será necesario más que la realización de una de ellas, la correspondiente a 2021 por ser la más desfavorable. En cuanto a la simulación del año 2033, se estudiará a fin de observar el efecto que causará el descenso de las aportaciones mencionado anteriormente en el balance hídrico del sistema.

6.8.1. Horizonte futuro 1 (2021)

A continuación se recogen los resultados obtenidos de la simulación para el horizonte de 2021.

	UDU Modelo 1	
	Beas	Valverde del Camino
Nº de fallos criterio mensual	0	36
Nº de fallos criterio anual (10 años)	0	11

Tabla 69 – Resultados de la simulación M1 para el horizonte 2021

La UDU Valverde del Camino no cumple con los criterios de garantía, por lo que será necesaria su inclusión en el Modelo 2. Para determinar la cantidad de agua a extraer del embalse del Jarrama, se incluirá una nueva aportación al Modelo 1 y se le proporcionarán diversos valores hasta que se cumpla con las garantías exigidas.

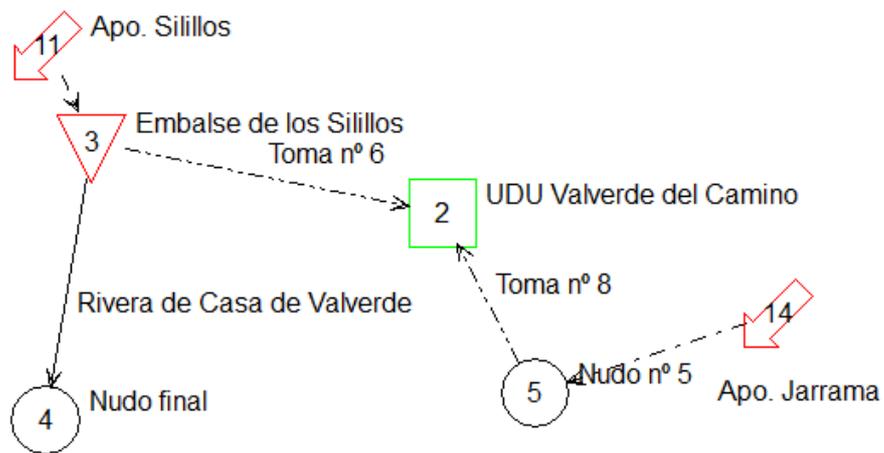
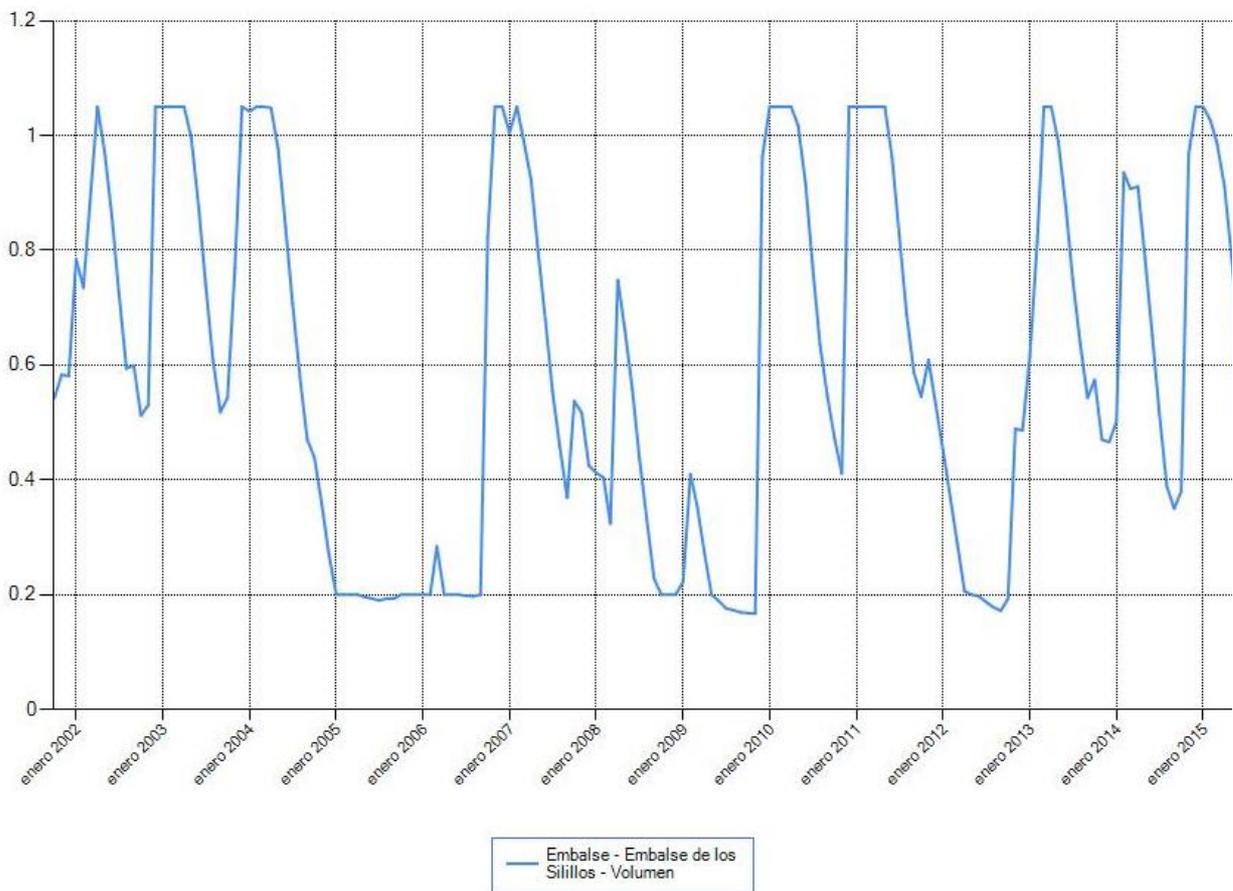


Imagen 30 – Inclusión del embalse del Jarrama como apoyo al Modelo 1

Como resultado del proceso iterativo descrito, será necesaria la introducción en el Modelo 2 de una demanda adicional con un consumo de **0,05 Hm³/mes.**

Sin aportación adicional



Con aportación adicional

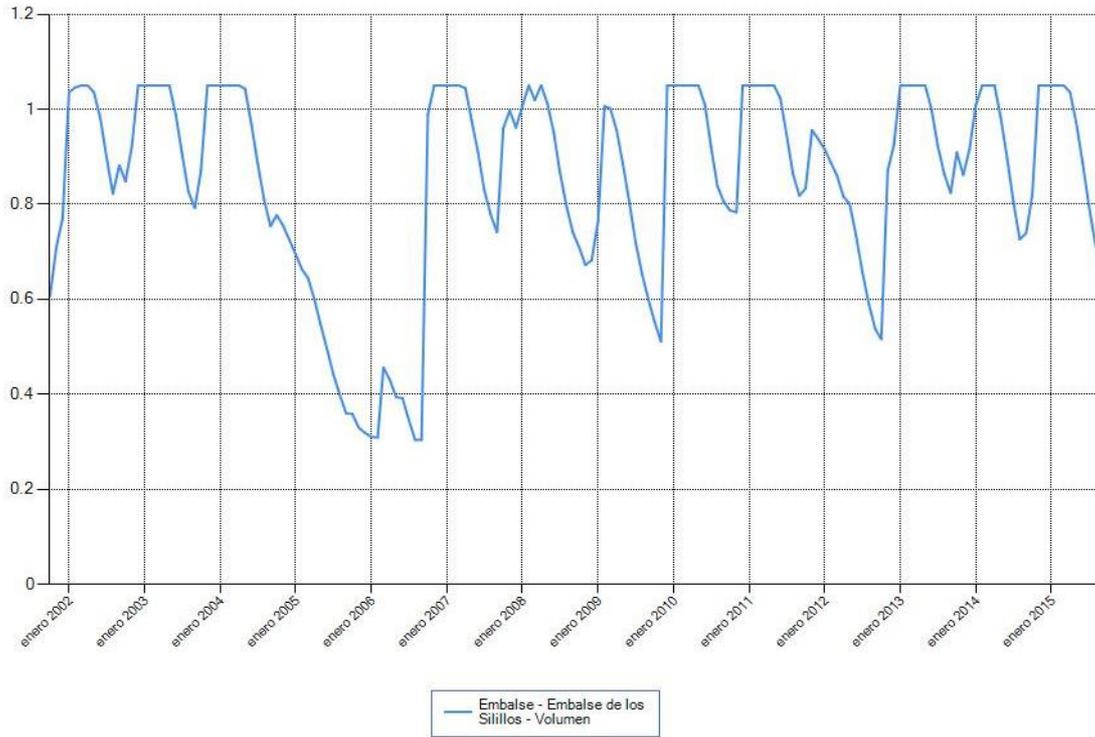


Imagen 31 -Evolución del embalse de Los Silillos con y sin el apoyo del embalse del Jarama

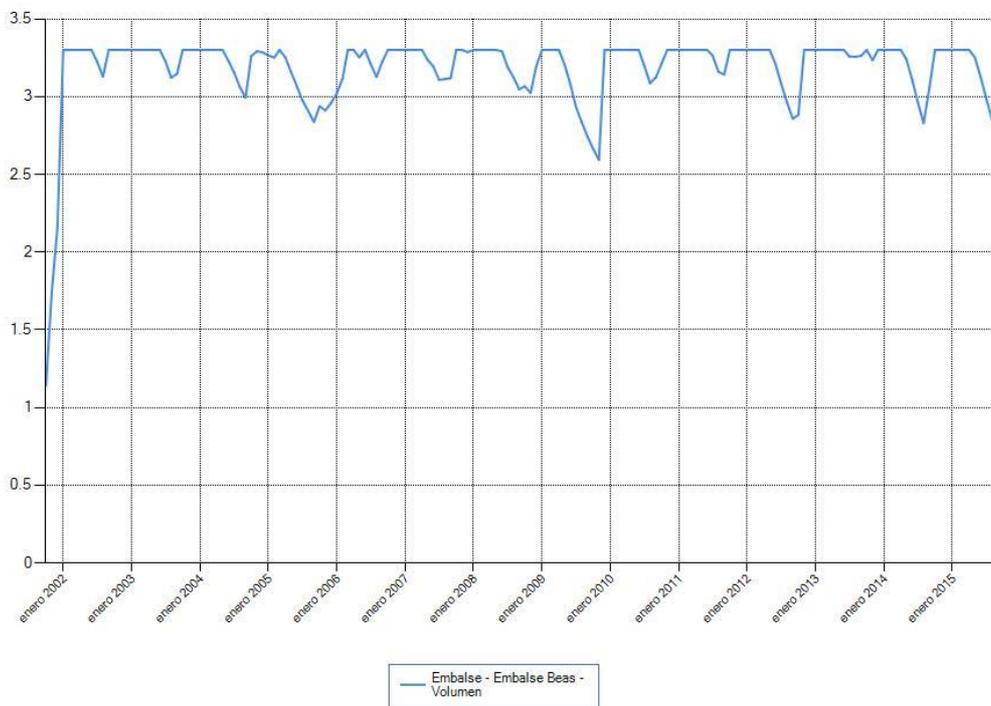


Imagen 32 – Evolución del embalse de Beas en el horizonte 2021

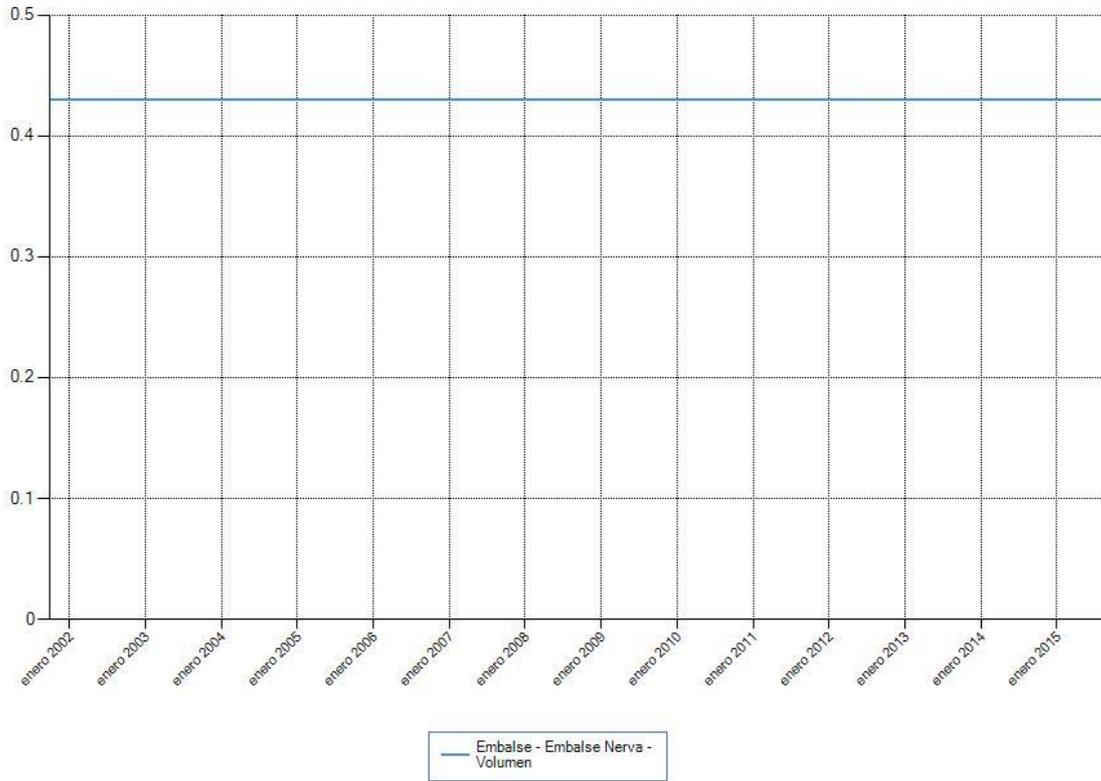
	UDU Modelo 2		
	Valverde del Camino	ETAP Riotinto	Nerva
Nº de fallos criterio mensual	0	0	0
Nº de fallos criterio anual (10 años)	0	0	0

Tabla 70 – Garantías para las UDUs del Modelo 2 en el horizonte 2021

	UD Modelo 2		
	UDR Golf Riotinto	UDG Andévalo Oriental	UDA Andévalo 1
Nº de fallos criterio mensual	0	0	0
Nº de fallos criterio anual (10 años)	0	0	0
Máx. Déficit en 1 año	0	0	0
Déficit acumulado en 2 años	0	0	0
Déficit acumulado en años	0	0	0

Tabla 71 – Garantías para el resto de usos del Modelo 2 para el horizonte 2021

Embalse de Nerva



Embalse del Jarrama

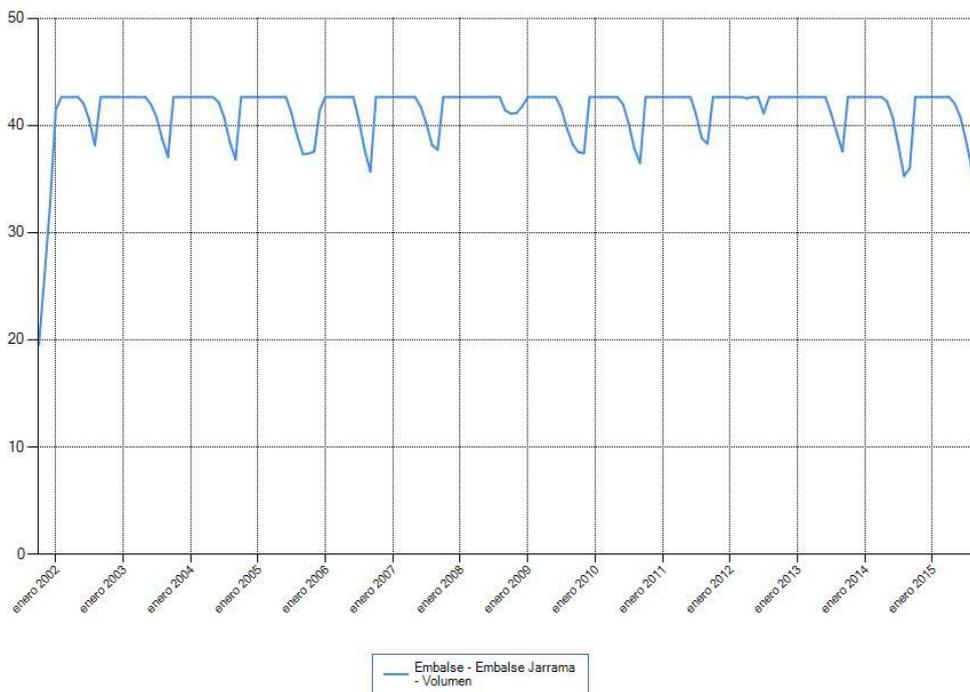


Imagen 33 – Evolución de los embalses de Nerva y Jarrama para el horizonte 2021

De la simulación realizada se infiere que la UDU Valverde del Camino no ve su demanda garantizada únicamente con el embalse de Los Silillos. El volumen almacenado en el mismo disminuye hasta alcanzar su nivel mínimo, siendo imposible para el mismo proporcionar la totalidad del agua necesaria para el cumplimiento de las garantías exigidas. De ahí que sea necesario el apoyo del embalse del Jarrama para el abastecimiento de esta localidad.

A pesar de la inclusión de esta demanda adicional, los volúmenes embalsados en el eje Nerva-Jarrama no se encuentran en ningún momento por debajo del 70% en el caso del Jarrama. El embalse de Nerva por su parte se mantiene al máximo en todo momento. Cabe destacar que se está haciendo uso de un modelo simplificado y los resultados obtenidos no se corresponderán por completo por la realidad. No obstante, aun teniendo en cuenta el margen de error que puede darse, sí se puede a partir de los resultados obtenidos deducir que no se trata de un sistema deficitario, siendo los recursos disponibles suficientes para garantizar las distintas demandas que dependen de ellos.

6.8.2. Horizonte futuro 2 (2033)

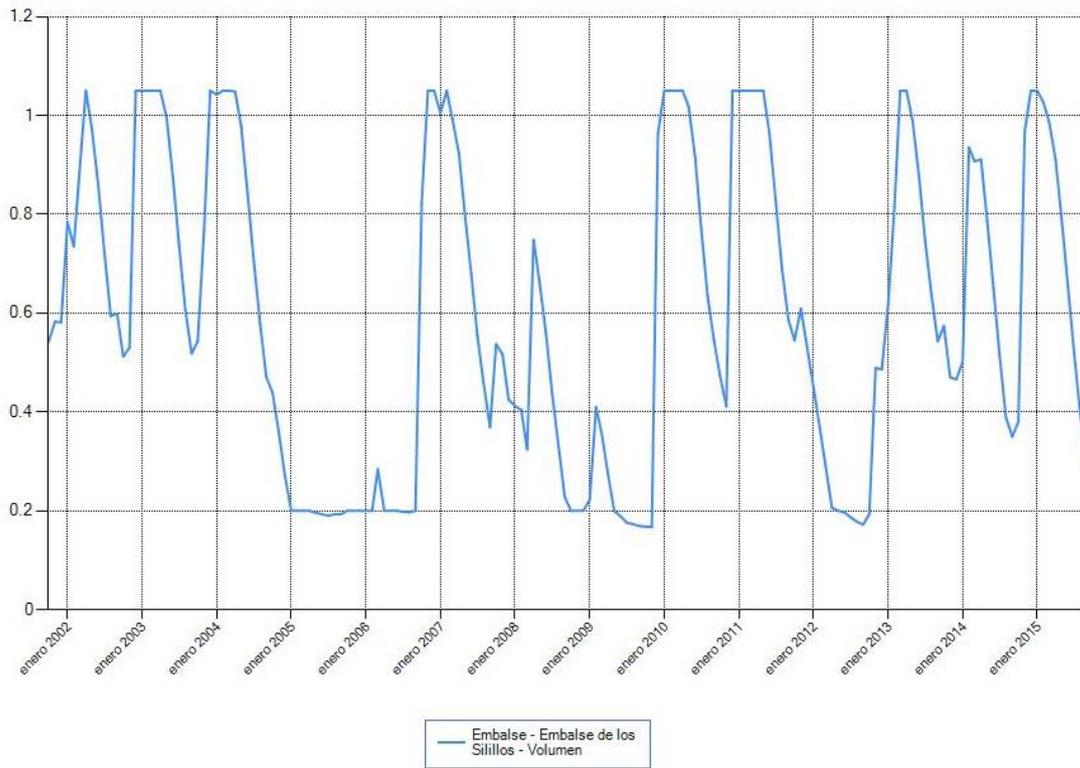
En este caso, tal y como se ha establecido anteriormente, se reducirán las aportaciones en un 8% a fin de tener en cuenta los efectos del cambio climático. A continuación se recogen los resultados obtenidos de la simulación para este horizonte temporal.

	UDU Modelo 1	
	Beas	Valverde del Camino
Nº de fallos criterio mensual	0	37
Nº de fallos criterio anual (10 años)	0	11

Tabla 72 – Resultados de la simulación M1 para el horizonte 2033

Como era de esperar la UDU Valverde del Camino no cumple con los criterios de garantía, por lo que será necesaria su inclusión en el Modelo 2. De forma análoga a la seguida en el escenario anterior, se determinará el volumen de agua necesaria para la satisfacción de esta demanda, estableciéndose este valor en **0,06 Hm³/mes.**

Sin aportación adicional



Con aportación adicional

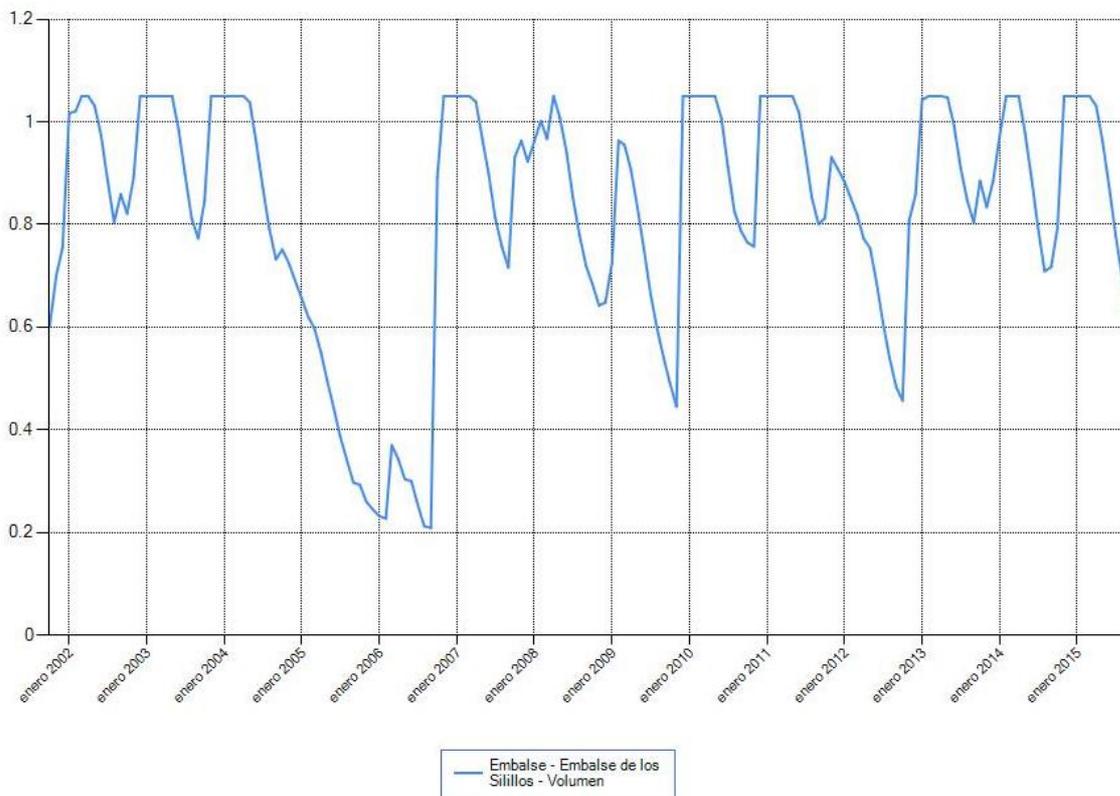


Imagen 34 -Evolución del embalse de Los Silillos con y sin el apoyo del embalse del Jarrama

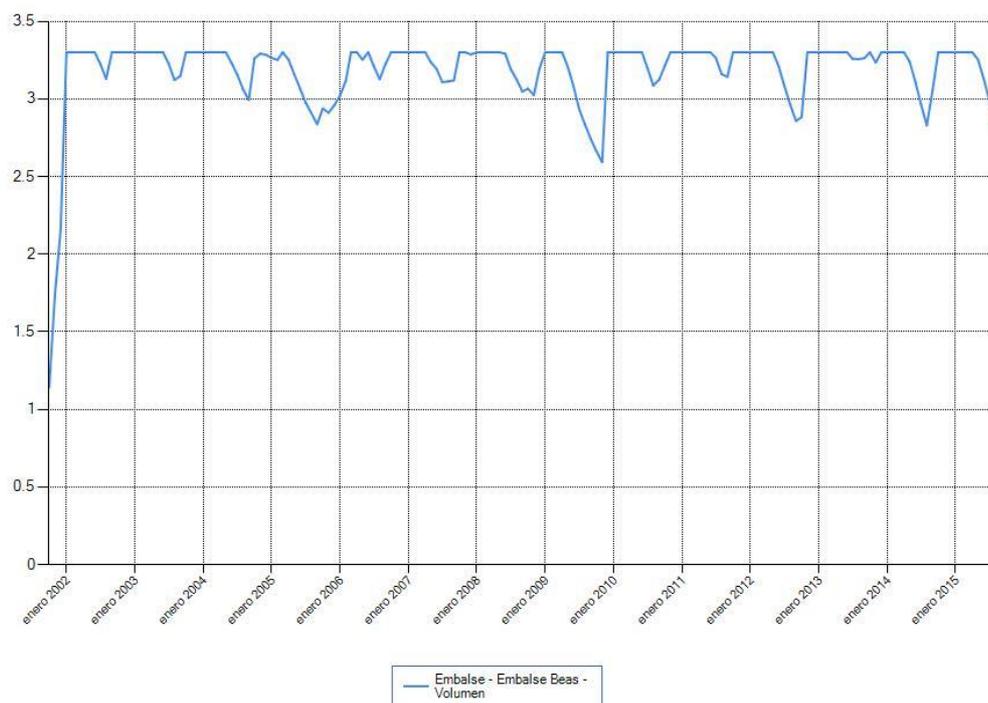


Imagen 35 – Evolución del embalse de Beas en el horizonte 2021

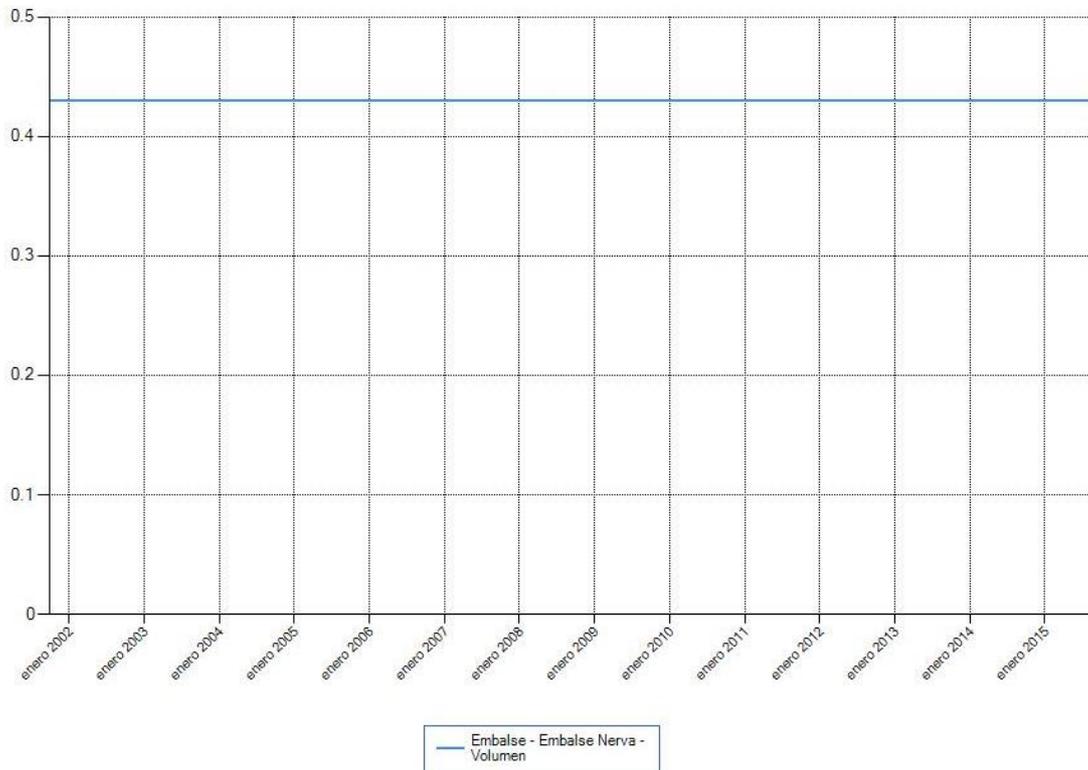
	UDU Modelo 2		
	Valverde del Camino	ETAP Riotinto	Nerva
Nº de fallos criterio mensual	0	0	0
Nº de fallos criterio anual (10 años)	0	0	0

Tabla 73 – Garantías para las UDUs del Modelo 2 en el horizonte 2033

	UD Modelo 2		
	UDR Golf Riotinto	UDG Andévalo Oriental	UDA Andévalo 1
Nº de fallos criterio mensual	0	0	0
Nº de fallos criterio anual (10 años)	0	0	0
Máx. Déficit en 1 año	0	0	0
Déficit acumulado en 2 años	0	0	0
Déficit acumulado en años	0	0	0

Tabla 74 – Garantías para el resto de usos del Modelo 2 para el horizonte 2017

Embalse de Nerva



Embalse del Jarrama

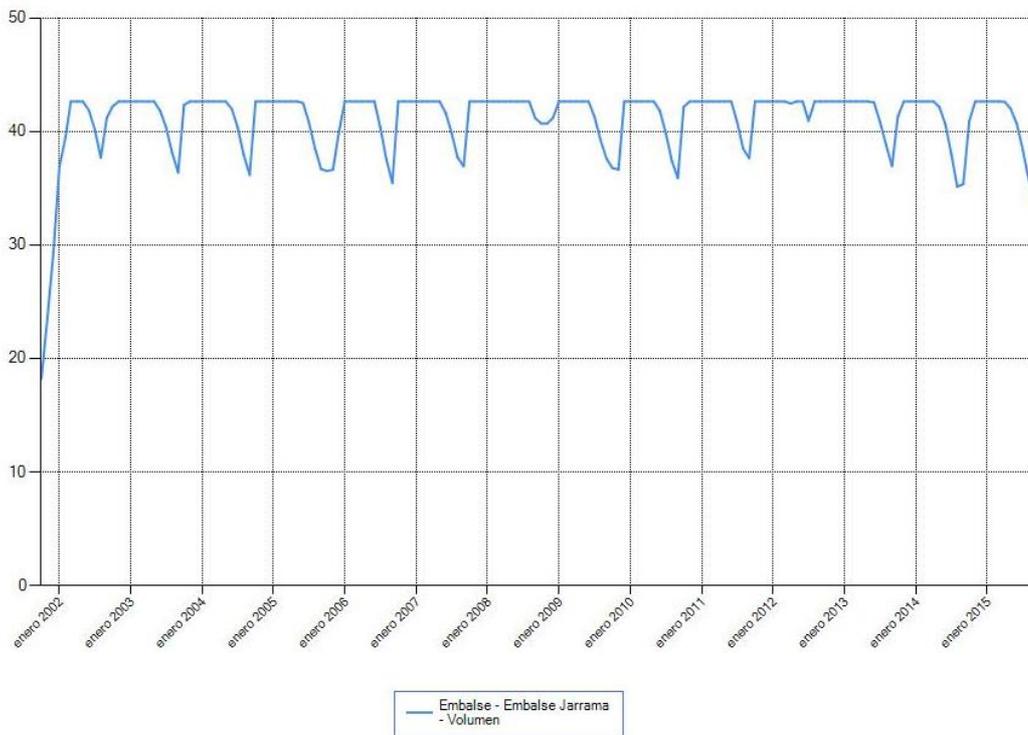


Imagen 36 – Evolución de los embalses de Nerva y Jarrama para el horizonte 2033

Al igual que en el escenario del año 2021, la UDU Valverde del Camino no ve su demanda garantizada únicamente con el embalse de Los Silillos, siendo necesario el apoyo del embalse del Jarrama para el abastecimiento de esta localidad.

En cuanto al modelo 2, los volúmenes embalsados en el eje Nerva-Jarrama permanecen por encima del 70% de su capacidad. Por tanto, el subsistema estudiado no es deficitario tampoco para las condiciones de este horizonte temporal.

6.8.3. Conclusiones de la simulación

De forma resumida, los resultados obtenidos de las distintas simulaciones son los siguientes:

Vol. mínimo emb. de Beas		Vol. mínimo emb. de Nerva		Vol. mínimo emb. del Jarrama	
2021	2033	2021	2033	2021	2033
2,6 Hm ³	2,55 Hm ³	0,4 Hm ³	0,4 Hm ³	35,6 Hm ³	35,5 Hm ³
Vol. mínimo del embalse de Los Silillos					
2021			2033		
Con aportación adicional	Sin aportación adicional	Con aportación adicional	Sin aportación adicional	Con aportación adicional	Sin aportación adicional
0,3 Hm ³	0,18 Hm ³	0,22 Hm ³	0,2 Hm ³	0,22 Hm ³	0,2 Hm ³

Volumen de aportación del embalse del Jarrama para abastecimiento de la UDU Valverde del Camino	
2021	2033
0,05 Hm ³ /mes	0,06 Hm ³ /mes

Tabla 75 – Resultados de las simulaciones realizadas en AQUATOOL

Se observa que, a pesar de la reducción de las aportaciones considerada, los resultados de ambos escenarios son muy similares. Los volúmenes almacenados (a excepción de Los Silillos) se mantienen en valores elevados y estables y las totalidad de las demandas consideradas ven sus necesidades satisfechas.

Como ya se ha mencionado anteriormente, se trata de un modelo simplificado para la elaboración del cual se han realizado una serie de suposiciones que hacen que los resultados obtenidos no sean fiel copia de la realidad. El embalse de Nerva, de acuerdo con las simulaciones, en ningún momento presenta un descenso el volumen almacenado, situación que no es realista, ya que son de esperar oscilaciones en el nivel del mismo a fin de satisfacer la demanda. No obstante, estos modelos sí permiten conocer a grandes rasgos el comportamiento del subsistema estudiado frente a las demandas existentes.

Por tanto, puede concluirse que se trata de un subsistema sin déficit hídrico y que presenta recursos suficientes para la satisfacción de las unidades de demanda.

6.9. Conclusiones del estudio

De acuerdo a los resultados obtenidos en el presente estudio, el sistema encabezado por el embalse del Jarrama presenta, tanto en la actualidad como en los escenarios futuros considerados, presenta un superávit hídrico importante. Las demandas que dependen de los embalses del sistema cumplen con los criterios de garantía establecidos y el volumen almacenado se mantiene en niveles elevados. Estos resultados se corresponden con la realidad, tal y como demuestra el hecho de que actualmente el embalse se encuentre al 72,6 % de su capacidad (de acuerdo a los datos proporcionados por la web de la Consejería de Medio Ambiente), tras un periodo de sequía como el que está registrando en los últimos años.



Imagen 37 – Estado de los embalses de la DHTOP

No obstante, pese a contar con subsistemas como este que dispone con recursos hídricos suficientes e incluso excedentes, la zona suroriental de la provincia onubense cuenta únicamente con las masas de agua subterránea El Condado y Niebla para satisfacer una demanda de riego creciente.

Ya se contemplan soluciones al problema descrito basadas en la transferencia de recursos entre distintas regiones e incluso se encuentra en trámite actualmente un trasvase a la Demarcación Hidrográfica del Guadalquivir de 15 hm³ a poner en disposición de las zonas afectadas por el déficit. Entre las medidas propuestas destaca la construcción de la presa de Alcolea. Esta estructura, cuya construcción comenzó en 2015, se prevé que proporcione un volumen regulado de 274 hm³ que será empleado, entre otros fines, al apoyo de la región del Condado, lugar hasta el que se transportará a través del también proyectado canal de Trigueros. Si bien es cierto que esta actuación no influirá directamente en la zona de estudio, sí que repercutirá de forma positiva en el sistema de explotación al que este pertenece, permitiendo una mejor gestión de los recursos superficiales existentes en la demarcación y permitiendo la reducción de la intensa explotación a la que se ven sometidas las aguas subterráneas de la zona. Dado el carácter interconectado de todos los elementos que conforman el Sistema de Explotación Huelva, se prevé que la construcción de esta infraestructura suponga un beneficio indirecto para el Subsistema Jarrama.

7. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Instituto de estadística y cartografía de Andalucía. Junta de Andalucía, «Datos Espaciales de Referencia de Andalucía (DERA),» [En línea]. Disponible:
<http://www.juntadeandalucia.es/institutodeestadisticaycartografia./DERA/index.html>.
- [2] Ministerio de Fomento «Catálogo Nacional de Inundaciones Históricas (CNIH)» [En línea]. Disponible:
http://www.proteccioncivil.es/catalogo/naturales/cnih/cnih2014/B5_Aplicac.html
- [3] Consejería de Medio Ambiente y Ordenación del Territorio «Plan Hidrológico de la Demarcación del Tinto, Odiel y Piedras»
- [4] Climate-Data.org, «Climate-Data.org.» [En línea]. Disponible: <https://es.climate-data.org/location/177589/>.
[Último acceso: 02 08 2017].
- [5] Comité Nacional Español de Grandes Presas «Guía Técnica para Seguridad de Presas nº 4. Avenida de Proyecto»
- [6] US Department of the Interior Geological Survey Office of Water Data Coordination, «Guidelines for Determining Flood Flow Frequency. Bulletin 17B of the Hydrology Subcommittee»
- [7] Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, «Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas,» 1990.
- [8] J. C. R. Sánchez, Cálculo de Caudales de Avenida, Universidad Politécnica de Madrid.
- [9] F. J. S. S. Román, Apuntes Hidrología Superficial, Universidad de Salamanca, 2012.
- [10] Ministerio de Obras Públicas, «Orden de 31 de marzo de 1967 por la que se aprueba la "Instrucción para proyecto, construcción y explotación de grandes presas"».
- [11] Ministerio de Fomento, «Orden FOM/298/2016; Norma 5.2-IC Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras».
- [12] Ministerio de Fomento, Reglamento técnico sobre Seguridad de presas y Embalses, 1996.
- [13] Ministerio de Fomento, «Instituto Geográfico Nacional» [En línea]. Disponible:
<http://www.ign.es/web/ign/portal>.
- [14] Instituto de Estadística y Cartografía de Andalucía «Instituto de Estadística y Cartografía de Andalucía,» [En línea]. Disponible: <https://www.juntadeandalucia.es/institutodeestadisticaycartografia/temas/index-car.htm>.
- [15] Instituto de Hidrología de España en colaboración con la ONU «Methods for Water Balance Computation» N° 17 de las series Studies and Reports in Hydrology. 1974
- [16] Ministerio para la Presidencia y para las Administraciones Territoriales «Encuestas de Infraestructuras y Equipamientos Locales» [en línea] Disponible:
http://www.seat.mpr.gob.es/portal/areas/politica_local/coop_econom_local_estado_fondos_europeos/eiel.html
- [17] Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO) «Las necesidades de agua de los Cultivos» 1977.
- [18] Junta de Andalucía «Plan General de Transformación Zona Regable Andévalo Occidental Fronterizo (Huelva)» 2004.
- [19] Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente «Anuarios de Estadísticas Agrícolas y Pesqueras» [En línea]. Disponible: <http://www.mapama.gob.es/es/estadistica/temas/publicaciones/anuario-de-estadistica>.
- [20] Instituto Nacional de Estadística «Censos Agrarios» [En línea]. Disponible: <http://www.ine.es>