

# UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA.

## ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



### ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA) ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

#### GRADO EN INGENIERÍA DE OBRAS PÚBLICAS

Autora: Rocío López de la Torre

Tutor: Eduardo Albentosa Hernández

Cotutor: Ignacio Andrés Doménech

Noviembre de 2016

Curso 2016/2017



## **PREFACIO**

El presente Trabajo Final de Grado constituye el Anejo 2 “Estudio hidrológico y de drenaje” del estudio titulado “Estudios para la redacción del proyecto básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Norte”, Trabajo Final de Grado realizado conjuntamente por Dña. Olga Almenar Guiot, D. Raül Anglés Sancho, D. Antonio Araque Andreu, D. Eduardo Cardona Guerrero, D. Guillermo Cervera Martínez, D. José Luis Cola Romero, Dña. Rocío López de la Torre, D. Martín Martínez Gandía, D. Sergio Olivas Valera, D. Antonio Ortuño Ortuño y Dña. Veronique Valero Cercós.

El citado final de grado fue defendido ante la correspondiente Comisión Calificadora en fecha 21/06/2016 en la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de la Universitat Politècnica de València.



## ÍNDICE

### MEMORIA

1. INTRODUCCIÓN.....	4
1.1. DESCRIPCIÓN DE LA VARIANTE DISEÑADA.....	5
1.2. METODOLOGÍA HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA.....	8
1.3. INFORMACIÓN EMPLEADA.....	9
2. CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA.....	10
2.1. INTRODUCCIÓN.....	10
2.2. PREPROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA BASE.....	10
2.3. ESQUEMA HIDROLÓGICO ADOPTADO.....	12
2.4. PARÁMETROS HIDROMORFOMÉTRICOS BÁSICOS.....	17
2.5. PARÁMETRO DE PRODUCCIÓN DE ESCORRENTÍA.....	19
2.5.1. Cubierta del suelo.....	19
2.5.2. Características del suelo.....	27
2.5.3. Estimación del $P_0$ .....	29
3. ANÁLISIS ESTADÍSTICOS DE MÁXIMOS PLUVIOMÉTRICOS.....	31
3.1. INTRODUCCIÓN.....	31
3.2. INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA DISPONIBLE EN LA ZONA.....	31
3.3. ANÁLISIS DE LAS SERIES DISPONIBLES.....	32
3.4. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD EMPLEADAS.....	43
3.5. RESULTADOS: CUANTILES DE PRECIPITACIÓN DIARIA MÁXIMA ANUAL.....	46
4. MODELO LLUVIA-ESCORRENTÍA.....	48
4.1. METODOLOGÍA DE EMPLEO.....	48
4.2. CURVAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA.....	51
4.2.1. Curva IDF Témez (1978).....	51
4.2.2. Curva IDF Salas (2005).....	52



4.2.3. Comparación de resultados IDF Salas (2005)-IDF Témex (1978).....	57
<b>5. CÁLCULO HIDRÁULICO DEL DRENAJE TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA VARIANTE.....</b>	<b>62</b>
5.1. ESQUEMA.....	63
5.2. CAUDALES DE DISEÑO.....	67
5.2.1. Caudal de diseño de la plataforma.....	68
5.2.2. Caudales totales en odl y odt.....	72
5.3. DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	73
5.4. DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE LONGITUDINAL.....	75
6. CONCLUSIONES.....	78
7. BIBLIOGRAFÍA.....	85
<b>ANEJO</b>	
<b>ANEJO I: Series de pluviometría máxima mensual de las estaciones de la     AEMET.....</b>	<b>87</b>



# MEMORIA

## 1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente estudio es, en primera instancia, la obtención de los caudales de crecida para diversos periodos de retorno de la cuenca de aportación de los cauces afectados por el planeamiento de la variante, finalmente, estudiar y dimensionar las obras de drenaje transversal y longitudinal de la variante.

La variante de la carretera CV-35 se encuentra en Chelva, municipio perteneciente a la provincia de Valencia, situado en el interior de ésta a unos 70 km, en la comarca de Los Serranos, también conocida como “Alto Turia”. Tiene una superficie aproximada de 190,6 km<sup>2</sup> y una población de 1.463 habitantes, según el INE (2014).

El municipio de Chelva tiene como clima predominante el mediterráneo, de veranos cálidos e inviernos frescos, de carácter semiárido. La temperatura media anual se encuentra a 14,8°C y la precipitación es de 401 mm al año.

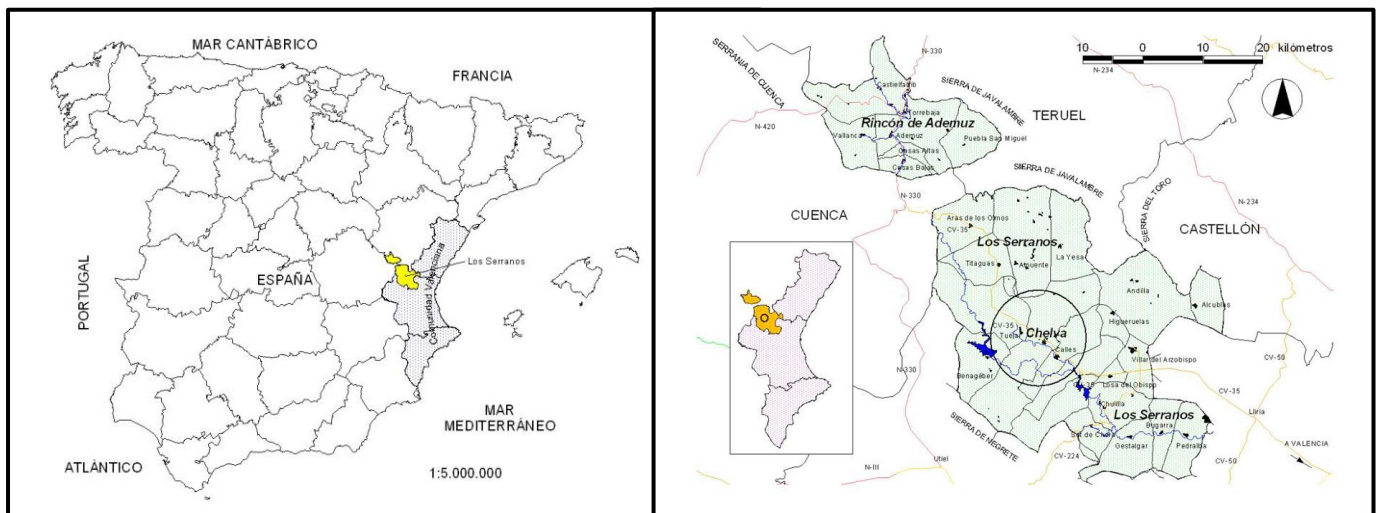
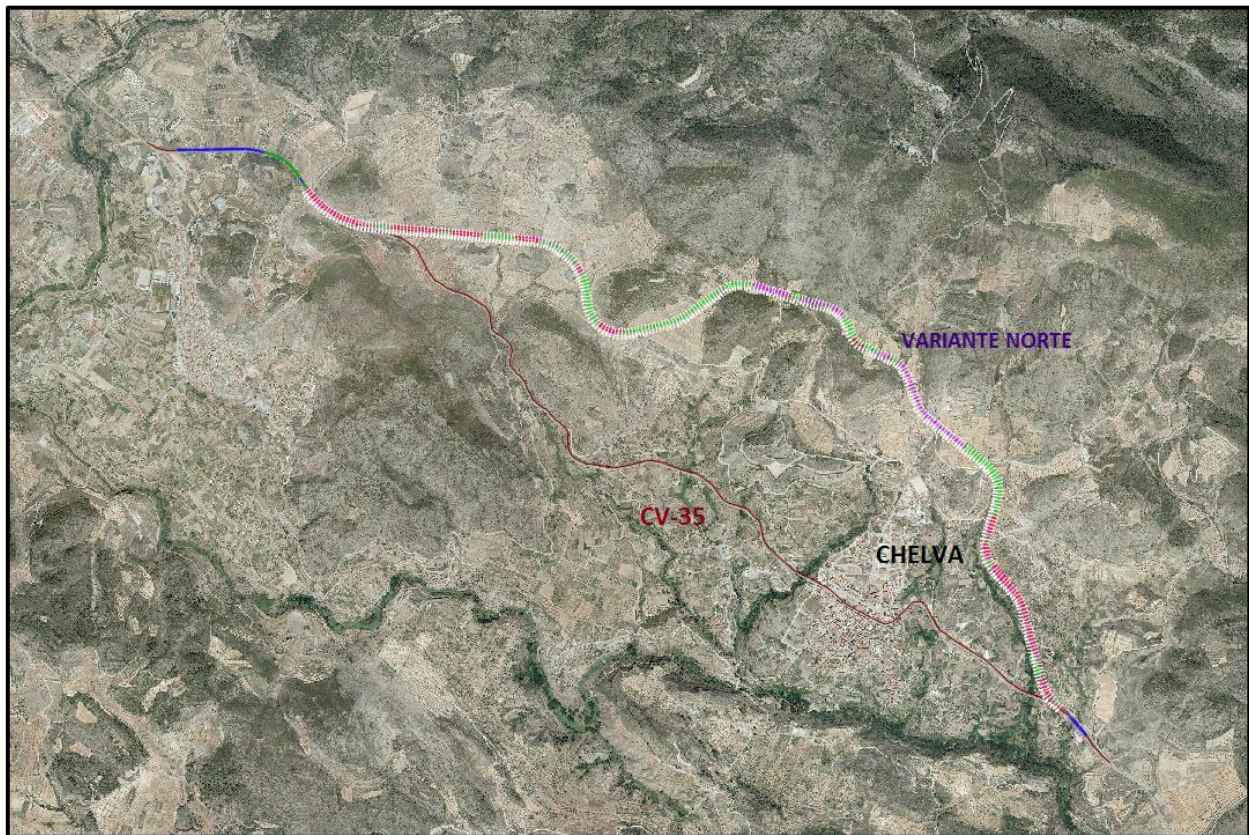


FIGURA 1.1: Mapas de localización del municipio de Chelva.

Esta variante es una de las planteadas para la CV-35, con el fin de solventar los problemas de tráfico de dicha población al ser atravesada por la carretera. Esta solución pasa por el norte del municipio, donde aparecen sucesivos barrancos que salvaremos mediante obras de paso. Se proyecta un puente para atravesar el barranco del Remedio y otro para el barranco del Montú, además de dos marcos hidráulicos en zonas donde se ha considerado innecesario realizar una estructura de mayores dimensiones.

La figura 1.2. muestra la zona de la variante de estudio.



**FIGURA 1.2.:** Mapa topográfico del emplazamiento de la variante norte.

Fuente: Plan Nacional de Ortografía Aérea (PNOA).

## **1.1 DESCRIPCIÓN DE LA VARIANTE DISEÑADA**

Se propone un Estudio Básico de la Alternativa Norte para la ejecución de una circunvalación que elimine los problemas presentes en el municipio ,tales como la disminución de la seguridad vial dentro de la población de Chelva debido a la poca sección de la calzada cercanas al municipio y alrededores, y tiempos de recorrido elevados por la acumulación de pesados.

El municipio cuenta con una importante densidad de lugares de interés histórico o cultural, debiendo considerar sus perímetros de protección como condicionantes del trazado. La variante proyectada tiene su inicio en el PK 66+400 aproximadamente, donde se bifurca de la actual CV-35, y se vuelve a enlazar con la CV-35 en el PK 72+200, aproximadamente, con una longitud de trazado cercana a los 7000 metros.





El cauce del río Tuéjar forma una importante depresión a su paso por el sur de Chelva, mientras que al norte del núcleo urbano aparecen sucesivos barrancos como el de la Bercutilla que debe salvarse con una obra de paso.

La variante se proyecta como una C-60, y la traza proyectada discurre por el norte del municipio de Chelva (Figura 1.2), zona especialmente condicionante por sus elevadas pendientes e importantes barrancos, para unirse con la actual CV-35 prácticamente en suelo correspondiente al término municipal de Chelva, más allá del P.K. 72+000 de la misma.

La sección transversal corresponde a la que establece la normativa para una carretera C-60: Carretera en única plataforma, con un carril por sentido de circulación. Los carriles tienen un ancho de 3.5 metros, los arcenes son de 1 metro de ancho y las bermas son de 0.5 metros. Se muestra la sección transversal esquematizada en la figura bajo estas líneas:

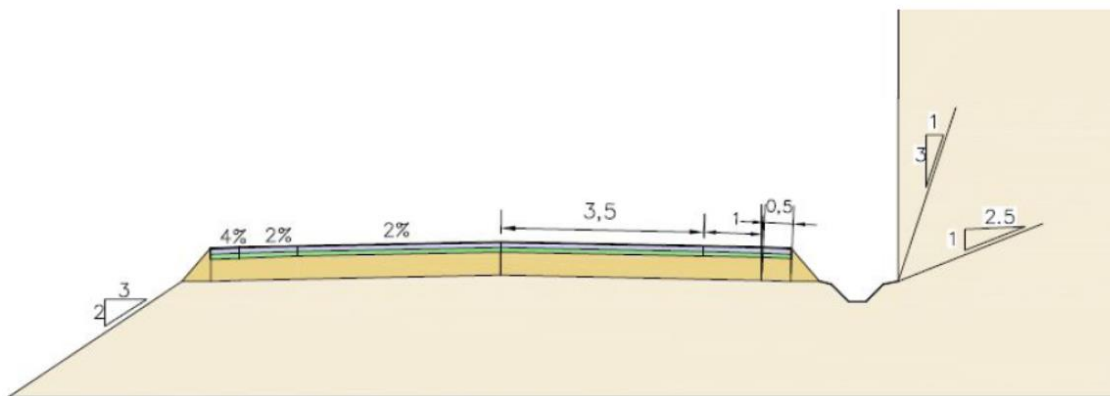


FIGURA 1.3. Sección transversal de la alternativa norte.

La conexión entre la nueva variante y la CV-35 se ejecutaría mediante dos nudos, uno al oeste y otro al este. El nudo oeste conectaría la variante con la CV-35 antes de su paso por Tuéjar (sentido oeste) y el nudo este la conectaría con la CV-35 antes de su paso por Calles (sentido hacia Valencia).

#### Firmes.

Se dimensiona la sección de la explanada y del firme según la Norma 6.1 IC de Secciones de Firme. Inicialmente se debe categorizar el tráfico pesado en base a su intensidad de paso, posteriormente, la categoría de la explanada, realizándose los rellenos de los tramos proyectados en terraplén con suelo seleccionado con un espesor mínimo de un metro, tal y como indica la citada normativa en el apartado 5. Explanada. En cuanto a los firmes, en base a la categoría de tráfico pesado y la explanada escogida



## Estructuras

Debido a la orografía el terreno son necesarios dos puentes que salven distintos obstáculos. Además de ya existente justo donde entronca la variante de estudio con la CV-35. Estos puentes deben cumplir las características del trazado, y evitar los obstáculos de manera eficiente. Se proyectan dos puentes, uno de ellos transcurre sobre el barranco del Remedio y la carretera CV-346, mientras que el otro atraviesa el barranco del Montú. Además de estos dos puentes, se han proyectado ODT para permitir el curso del agua en zonas donde se ha considerado innecesario realizar una estructura de mayores dimensiones.

- Puente Sobre el Barranco del Remedio y la CV-346.

El puente sobre el barranco del Remedio y la CV-346 es un viaducto de gran longitud, puesto que la calzada avanza sobre un terreno llano con una pendiente considerable. Este viaducto será visible desde el municipio de Chelva, y desde muchos otros lugares de la comarca debido a su localización. Existen una serie de condicionantes, además de los dos obstáculos principales que el puente debe cumplir:

- Pendiente longitudinal (7,1%).
- Trazado con dos curvas compuestas por clotoides y acuerdos circulares de radios constantes. Los radios de estas son de 150m y 160m.
- Anchura de calzada de 9m a los cuales se deben incluir pretilos en los bordes incrementando dicha anchura a 10.5 m.

- Puente Sobre el Barranco del Montú.

El barranco del Montú está situado en la parte norte de Chelva, no transcurre próximo a otras carreteras y únicamente será visible desde vías agrícolas y vías periféricas del municipio. Cuando la carretera transcurre sobre el barranco del Montú se tiene una altura de 29m sobre el punto más bajo del valle. En este tramo es necesario la construcción de una carretera que tiene los siguientes condicionantes:

- Pendiente (7,31%)
- Trazado recto exento de curvas.
- Anchura de calzada de 9m, y se deben incluir pretilos en los bordes por lo que la anchura del tablero será de 10,5m.

Se ha llevado a cabo un análisis del comportamiento hidráulico mediante el programa HEC-RAS 4.1.0 de los barrancos de Bercutilla, del Remedio y del Montú frente a distintas hipótesis de partida o condiciones de contorno, para la variante propuesta por la alternativa Norte, analizando así la respuesta de los mismos frente a la avenida de 500 años de periodo de



retorno. Se ha concluido que no es necesario disponer de unas medidas de protección frente a ningún tipo de erosión, ni general en lecho y márgenes, ni local en las pilas de los puentes.

## **1.2 METODOLOGÍA HIDROLÓGICA**

Se va a emplear un método de los denominados hidrometeorológicos, debido a que no contamos con una serie de datos de aforo en la cuenca. En estos métodos, se parte de un análisis de la frecuencia de las precipitaciones máximas, con el objetivo de obtener, el hietograma de diseño correspondiente a cada periodo de retorno, y posteriormente, mediante un modelo de transformación de la lluvia en escorrentía, se convierten estos hietogramas en caudales de crecida.

La caracterización hidromorfométrica del sistema hidrológico y la estimación del parámetro de producción se han realizado mediante herramientas SIG y CAD a partir del modelo digital del terreno, ortofotos de la extensión de estudio proporcionadas por el Plan Nacional de Ortografía Aérea (PNOA), la información de la ocupación del suelo suministrado por el Sistema de Información sobre Ocupación del Suelo (SIOSE), la capacidad del suelo agrícola suministrada por la Conselleria d'Obres Públiques, Urbanisme i Transports (COPUT), así como el trabajo de campo. La descripción detallada de las herramientas empleadas se describe en este mismo capítulo.

Los cuantiles de precipitación diaria máxima anual que afectan a nuestra cuenca se obtienen mediante un análisis estadístico de las series de precipitación diaria máxima anual de estaciones pluviométricas próximas a nuestra zona de estudio, pertenecientes a la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), contrastando diferentes modelos estadísticos con funciones de distribución en extremos de 2,3 y 4 parámetros.

Para la transformación lluvia-escorrentía, dadas las características de la cuenca, la imposibilidad de calibrar el modelo hidrológico y los requerimientos de la modelación hidráulica, se ha empleado el método de Témez Modificado. Este método es el recomendado en la normativa nacional (MOPU, 1990), pero con modificaciones posteriores (Témez, 1991) que amplían su rango de validez hasta los 2000 km<sup>2</sup>, según los autores. Con esta metodología, en cuencas de pequeña extensión se logra una precisión en la estimación de los caudales pico de crecida equivalente a la de la modelación basada en el Hidrograma Unitario; adicionalmente, el método presenta la ventaja de estar calibrado en numerosas estaciones de aforo españolas, todo lo cual hace del mismo un estándar en diseño hidrológico de pequeñas cuencas. Los fundamentos de la metodología de Témez y los resultados de su aplicación a la cuenca se presentan en el capítulo 4.



Los cálculos hidrológicos conducentes a la obtención de los caudales generados en la plataforma de la variante se han realizado siguiendo las indicaciones de la norma 5.2 - IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras (2006)

En cuanto a los cálculos hidráulicos, necesarios para el diseño de las obras de drenaje transversal y longitudinal, se han realizado siguiendo las ecuaciones del flujo en lámina libre en régimen unidimensional estacionario, con resguardos suficientes y comprobación de la no afección al diseño de condiciones de contorno hidráulico-geométricas tanto aguas arriba como aguas debajo de cada elemento.

### **1.3 INFORMACIÓN EMPLEADA**

1. Ortofotos a escala 1:50000 de las hojas 666 y 638 del PNOA. En el sistema geodésico de referencia ETRS89 y proyección UTM suministrada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN a partir de ahora).
2. Modelo digital del terreno (MDT) con paso de malla de 5 metros de las hojas 666 y 638. En el sistema geodésico de referencia ETRS89 y proyección UTM suministrado por el IGN.
3. La ocupación del suelo proporcionado por el SIOSE del año 2011. En el sistema geodésico de referencia ETRS89 y proyección UTM. Escala de referencia 1:25000.
4. La capacidad de uso agrícola del suelo COPUT en el año 1998.
5. La litología en la Comunidad Valenciana suministrada por COPUT en el año 1998.
6. Material fotográfico de fuente propia obtenido de la visita de campo realizada el mes de enero.
7. Series de precipitación máxima mensual de las siguientes estaciones de la AEMET: Tuéjar (cód. 8394), Chelva convento (cód. 8395) y Chelva S.E. agraria (cód. 8395B).
8. Boletín Oficial de la Región de Murcia. Número 173 (28 de julio de 2007).
9. Instrucción 5.2-IC de drenaje superficial.
10. Alzado y planta de la variante diseñada.



## **2. CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA**

### **2.1. INTRODUCCIÓN**

Vamos a abordar los trabajos realizados para la identificación y caracterización del sistema hidrológico que afecta a nuestro proyecto. El software de AutoCad, en concreto AutoCad Civil 3D desarrollado por Autodesk, se ha empleado para delimitar la cuenca vertiente de estudio a partir de la identificación de la red de drenaje, así como la división de esta cuenca en subcuencas e intercuencas con el fin de delimitar con más exactitud los puntos de desagüe sobre el tramo de la carretera proyectada.

Para obtener los datos de la cuenca vertiente, tales como la ocupación del suelo y la capacidad de uso agrícola de la Comunidad Valenciana, se ha descargado la información necesaria en la página de Terrasit, se trata de un geoportal para obtener y compartir mapas e información geográfica de la Comunitat Valenciana, es un producto cartográfico que depende del Institut Cartogràfic Valencià (ICV), el cual, es un organismo autónomo de carácter mercantil, adscrito a la conselleria que tenga atribuidas competencias en materia de ordenación del territorio, con el objetivo de impulsar, coordinar y, si es el caso, fomentar las tareas de desarrollo cartográfico, fotogramétrico, geodésico, topográfico y de cualquier otra tecnología geográfica en el ámbito de las competencias de la Generalitat.

### **2.2. PREPROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA BASE**

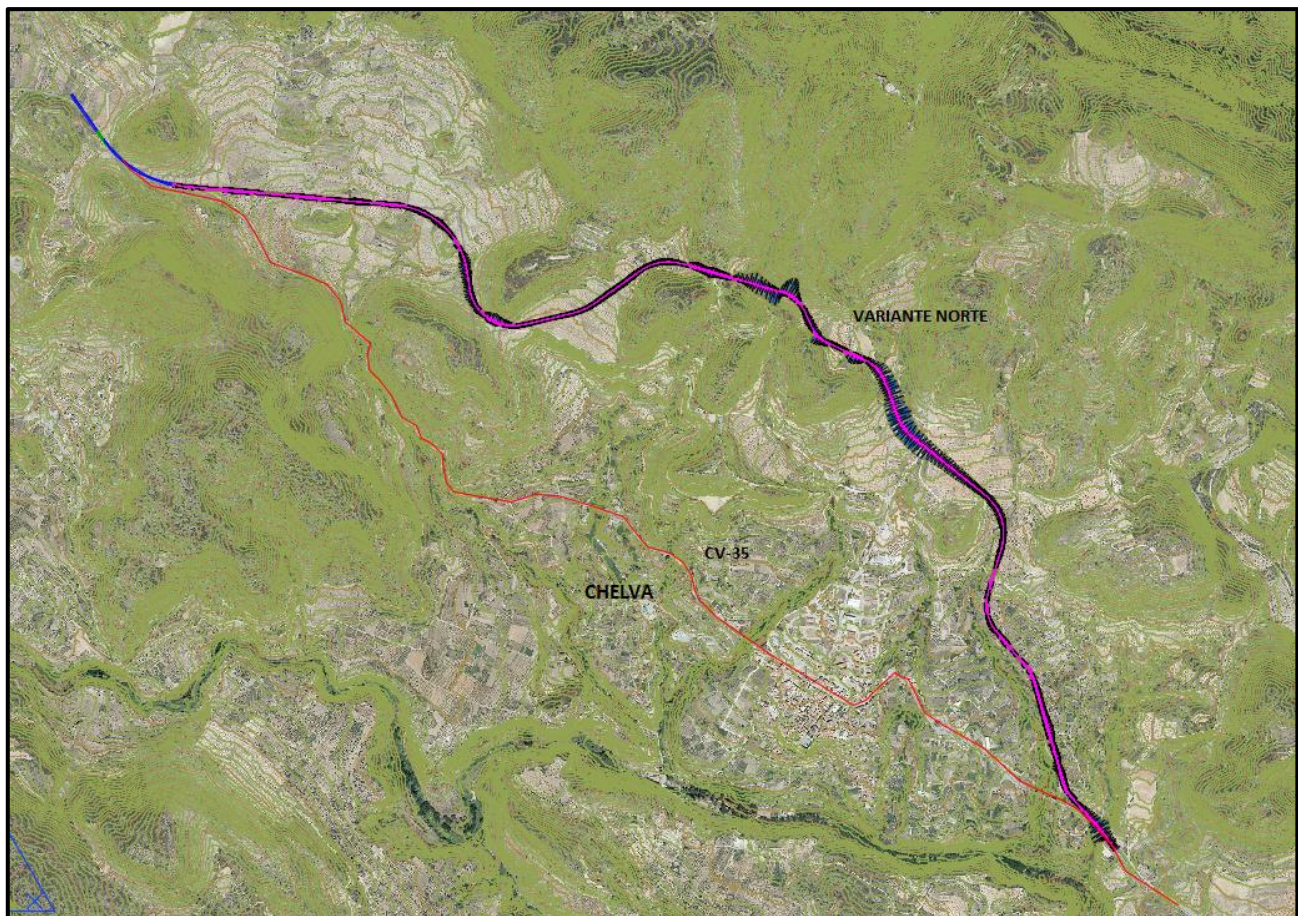
Una cuenca puede definirse como el área de aguas superficiales o subterráneas que vierten a una red hidrográfica natural con uno o varios cauces naturales, de caudal continuo o intermitente, que confluyen en un curso mayor que, a su vez, puede desembocar en un río principal, en un depósito natural de aguas, en un pantano o bien directamente en el mar (PHN, 2005). La morfología de una cuenca hidrográfica es por tanto un elemento esencial para cualquier planteamiento hidrológico que se vaya a desarrollar, y que nos permitirá conocer el comportamiento del agua a través de sus características topográficas, geométricas, etc.

Por todo ello, se debe disponer de un buen Modelo Digital del Terreno que procese correctamente el sistema de drenaje, ya que será lo que condicione la calidad del resto de la información derivada, y así, la fiabilidad de los parámetros que caracterizan el sistema. Para asegurarnos de que nuestro MDT reproduce fielmente la orografía de la zona de análisis se procede a un preprocesamiento de ésta información, para que posteriormente por el software resulte una red de drenaje coincidente con la de referencia.



Se ha empleado como input un Modelo Digital del Terreno proporcionado por el IGN en formato ASCII, con paso de malla de 5 metros. Definido en el sistema geodésico de referencia ETRS89 y proyección UTM, con recubrimiento suficiente respecto a la divisoria de aguas de la cuenca. En nuestro caso, hemos utilizado los ficheros correspondientes a las hojas 666 y 638 del Mapa Topográfico Nacional.

El MED se ha procesado en AutoCAD Civil 3D derivando previamente un TIN (Triangulated Irregular Network) a partir del cual se han interpolado posteriormente curvas de nivel, con una alta resolución (con curvas de nivel identificando cada metro y cada 5 metros en la zona próxima a la alternativa), y menor resolución (con curvas de nivel identificando cada 5 metros y cada 25 metros para el resto de la cuenca), en todo el ámbito de estudio.



**FIGURA 2.1:** Mapa topográfico del emplazamiento de la variante norte con las líneas de nivel introducidas

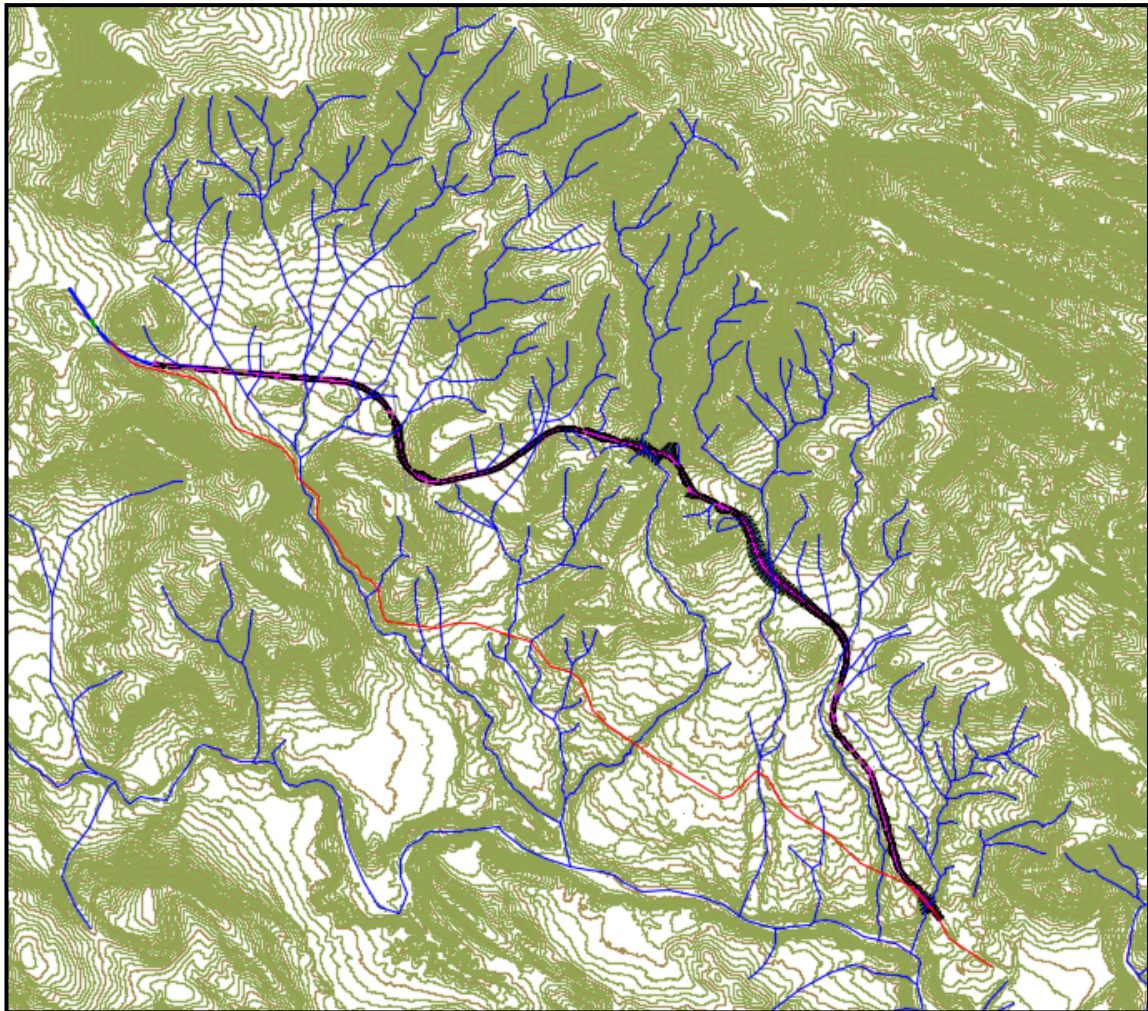
Fuente: Plan Nacional de Ortografía Aérea (PNOA).



### 2.3. ESQUEMA HIDROLÓGICO ADOPTADO

A partir del fichero vectorial de curvas de nivel y mediante un proceso manual, se ha identificado la divisoria de aguas de la cuenca del sistema hidrológico objeto de estudio, la cual se ha dividido en diversas subcuencas e intercuencas a fin de poder obtener el caudal de diseño de las diferentes obras de drenaje transversal. Se ha realizado mediante un proceso manual con el programa AutoCAD Civil 3D 2016:

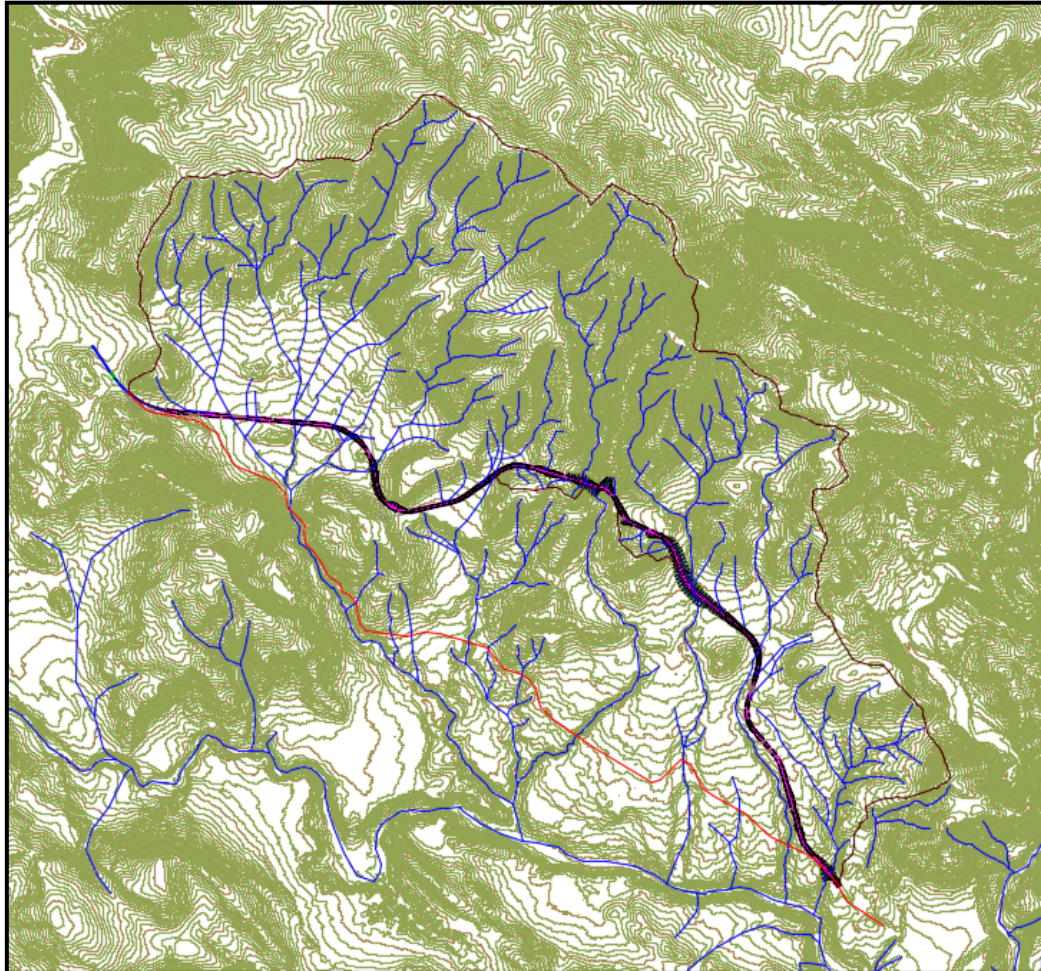
1. Densificación de la red fluvial, con el apoyo de la topografía base, siguiendo las vaguadas hacia aguas arriba definidas por las curvas de nivel.



**FIGURA 2.2.** Densificación de la red fluvial



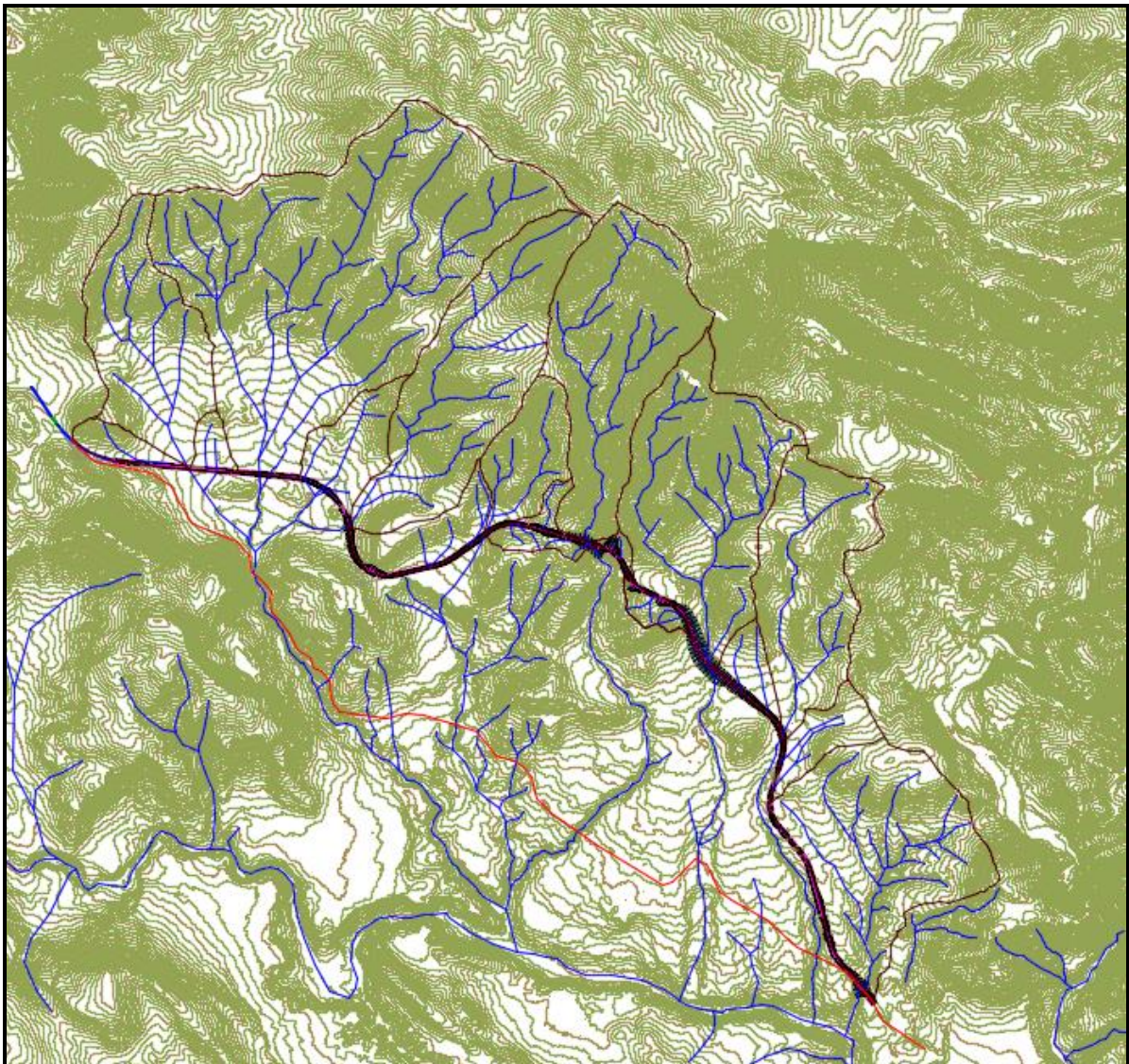
2. Identificación de la divisoria de aguas, donde se puede apreciar la cuenca vertiente de estudio que afecta a la variante estudiada, proporcionando su extensión total.



**FIGURA 2.3.** Cuenca vertiente de estudio

3. División realizada a la cuenca de estudio, en subcuencas e intercuencas. Se pretende identificar los puntos de desagüe sobre el trazado de la carretera objeto del presente estudio, obteniendo así los caudales de diseño para poder diseñar las diferentes obras de drenaje transversal.





**FIGURA 2.4.** Subcuencas e intercuencas del sistema hidrológico



**FIGURA 2.5.** Nomenclatura utilizada en las subcuencas e intercuencas

A continuación, se procede a enumerar las subcuencas e intercuencas en las que se ha dividido nuestra cuenca de estudio:

- **SC1:** con una superficie aproximada de 0,643 km<sup>2</sup>, en la subcuenca que se ubica más hacia el norte de la cuenca de estudio.
- **SC2:** es la subcuenca con más extensión de todas con 2,367km<sup>2</sup>, está atravesada desde el sur hasta el noreste de la misma por el Barranco del Convento.
- **SC3, SC4:** ambas subcuencas están ubicadas en zonas donde predomina el matorral. Con unas extensiones de 0,946km<sup>2</sup> y 0,261km<sup>2</sup>, respectivamente.



- **SC5:** tiene una superficie de 0,935km<sup>2</sup>, el recorrido principal de esta subcuenca coincide con el Barranco de Montú.
- **SC6:** con una superficie de 1,011km<sup>2</sup> tiene el vértice que se ubica más al norte de esta subcuenca se encuentra casi en el pico del Remedio, pasando la Ermita de la Virgen del Remedio de Chelva. Está atravesada por el barranco del Remedio.
- **SC7:** tiene una superficie de 0,690km<sup>2</sup>, su recorrido principal coincide con el barranco de Bercutilla.
- **SC8, IC8:** esta subcuenca e intercuenca se encuentran en el sur de la cuenca de estudio. Empiezan en el entronque de la CV-35 con la alternativa estudiada. La traza de la alternativa va prácticamente paralela al barranco de Bercutilla. Tienen una superficie de 0,939km<sup>2</sup> y 0,150km<sup>2</sup> respectivamente.
- **IC1:** empieza justo en el entronque de la CV-35 con la alternativa estudiada y tiene una superficie de 0,078km<sup>2</sup>.
- **IC2:** se encuentra ubicada entre la SC1 y la SC2 con una superficie de 0,053km<sup>2</sup>.
- **IC3:** tiene una superficie de 0,217km<sup>2</sup>, en la parte noroeste de esta intercuenca se encuentra el barranco del convento.
- **IC4:** es la que se encuentra entre la SC3 y la SC4, y tiene una superficie total de 0,192km<sup>2</sup>.
- **IC5:** está ubicada entre la SC4 y la SC5 con una superficie total de 0,036km<sup>2</sup>.
- **IC6:** se encuentra entre la SC5 y la SC6, y tiene una superficie de 0,021km<sup>2</sup>.
- **IC7:** la desembocadura de su recorrido principal coincide con el extremo más al sur de la intercuenca, y a su vez con el cruce del barranco de Bercutilla y la traza de la alternativa estudiada. Tiene una superficie de 0,097km<sup>2</sup>.
- **ICS1:** por el este de esta intercuenca sub1 pasa el Barranco del Montú. Tiene una superficie de 0,030km<sup>2</sup>.
- **ICS2:** por el este de esta intercuenca sub2 pasa la CV-346, tiene una superficie total de 0,052km<sup>2</sup>.



## 2.4. PARÁMETROS HIDROMORFOMÉTRICOS BÁSICOS.

En la siguiente tabla se pueden apreciar las características de las subcuencas e intercuencas del sistema hidrológico, tales como la superficie de cada subcuenca e intercuenca, la longitud de sus recorridos principales, sus cotas tanto inicial como final, y así la obtención de su pendiente. Con todo ello, se ha calculado el tiempo de concentración.

CUENCAS	SUPERFICIE (km <sup>2</sup> )	LONG. RECORRIDO PPAL (m)	COTA INICIAL (m)	COTA FINAL (m)	PENDIENTE PPAL	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (h)
SC1	0,643	1767,5	840	585	0,1442754	0,67
SC2	2,367	2450,2	965	575	0,15917267	0,84
SC3	0,946	2353,5	1035	80	0,19333065	0,79
SC4	0,261	1072,1	815	625	0,17722186	0,44
SC5	0,935	2108,5	990	615	0,17785409	0,73
SC6	1,011	2225,1	1010	540	0,21122837	0,74
SC7	0,690	1753,2	710	525	0,10551936	0,70
SC8	0,939	1400,7	580	410	0,12137172	0,58
IC1	0,078	385,6	695	600	0,24636923	0,19
IC2	0,053	357,8	625	580	0,12576567	0,20
IC3	0,217	856,6	765	580	0,21597223	0,36
IC4	0,192	484,8	735	620	0,23722683	0,23
IC5	0,036	375,9	740	660	0,21281667	0,19
IC6	0,021	267,0	695	610	0,31837627	0,14
IC7	0,097	688,2	630	525	0,15257676	0,32
IC8	0,150	908,9	560	505	0,06051064	0,48
ICS1	0,030	197,7	675	640	0,17705902	0,12
ICS2	0,052	174,1	645	600	0,25839808	0,10

**TABLA 2.1.** Características principales de las cuencas del sistema hidrológico.

El tiempo de concentración de una cuenca, se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de desagüe. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante. El tiempo de concentración se ha obtenido mediante la fórmula de Témez:

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

Siendo:

- L: longitud del recorrido principal en km
- J: la pendiente del recorrido principal (calculada mediante la diferencia de cotas, dividido entre la longitud de su recorrido principal)



En la siguiente figura se puede observar el recorrido principal de cada subcuenca e intercuenca.

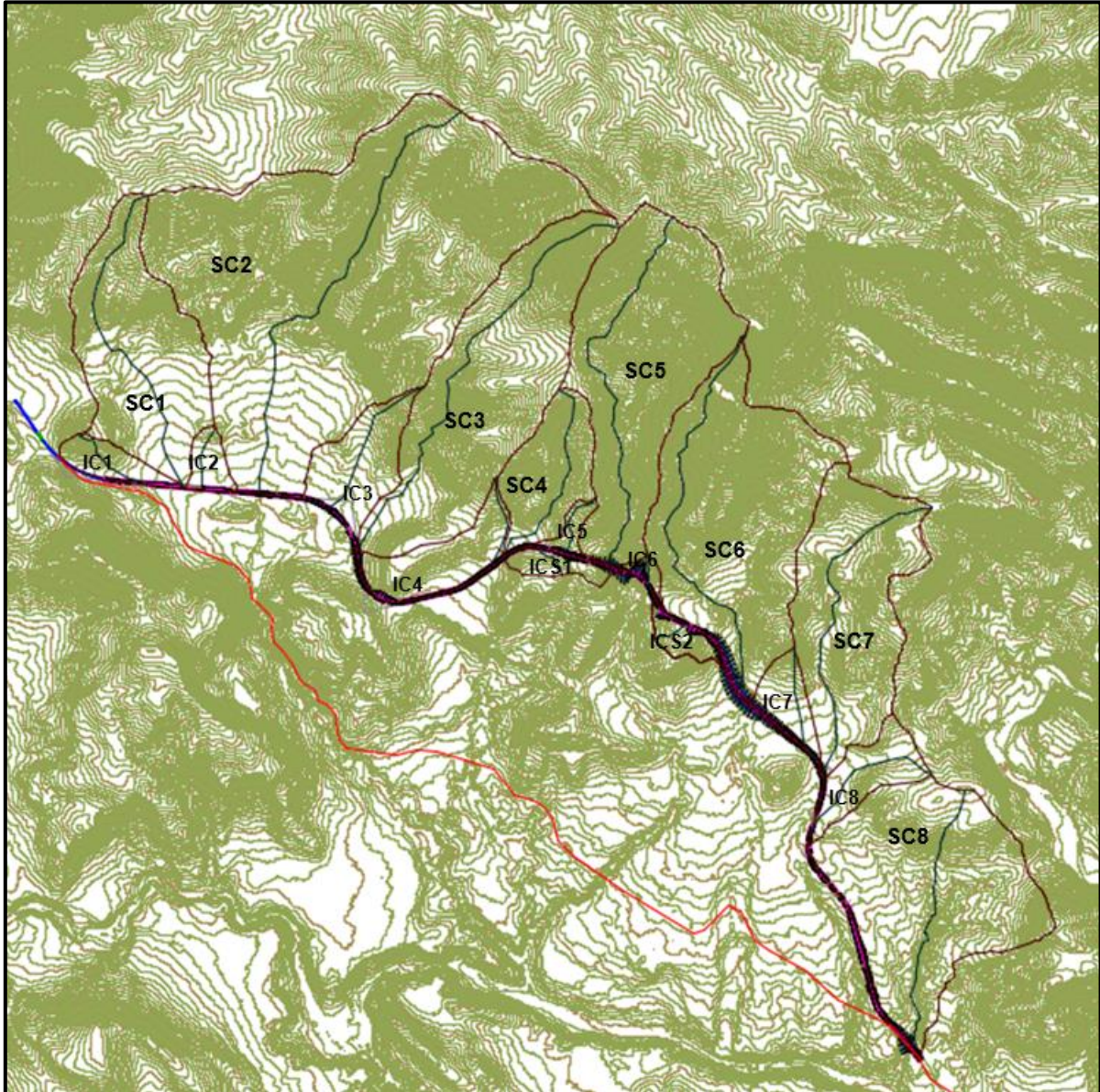


FIGURA 2.6. Identificación del recorrido principal de cada subcuenca e intercuenca



## **2.5. PARÁMETRO DE PRODUCCIÓN DE ESCORRENTÍA.**

El método hidrometeorológico empleado ha sido el de Témez Modificado. Para obtener el coeficiente de escorrentía, el método de Témez utiliza el modelo de producción del USDA Soil Conservation Service (SCS). En su formulación, el coeficiente de escorrentía es función del cuantil de precipitación diaria máxima anual y del umbral de escorrentía, parámetro de dicho modelo de producción. Éste depende de cuatro variables, que engloban buena parte de las características geomorfológicas de la región analizada:

- Cubierta del suelo
- Litoedafología
- La pendiente del terreno
- Condición de humedad antecedente

En la obtención de los umbrales de escorrentía se ha utilizado la información obtenida del Terrasit, tanto los mapas de cobertura del suelo, como los de capacidad de suelo agrícola., todo ello convenientemente contrastado con la visita a campo. Ambos han sido cargados en el programa AutoCAD Civil 3D, para delimitar a mano los distintos tipos de cobertura de suelo y las clases de capacidad de suelo agrícola.

### **2.5.1. Cubierta del suelo**

Para la obtención de las características de la cubierta del suelo de nuestra zona de estudio, se ha seguido la siguiente secuencia:

1. Se ha empleado la información territorial ofrecida por el SIOSE del año 2011, en el sistema geodésico ETRS89 y proyección UTM. Esta información la obtuvimos del Terrasit, mientras que, por otro lado,
2. Georreferenciamos las hojas 666 y 638 del IGN sobre nuestro dibujo de AutoCad. De esta manera, apoyándonos en el visor 2D del Terrasit, pudimos delimitar sobre nuestra región de estudio los diferentes tipos de cubierta del suelo de manera aproximada.

A continuación, se muestra el resultado final en la figura 2.5.1.1. con las distintas cubiertas del suelo en las que se divide nuestra cuenca de estudio.

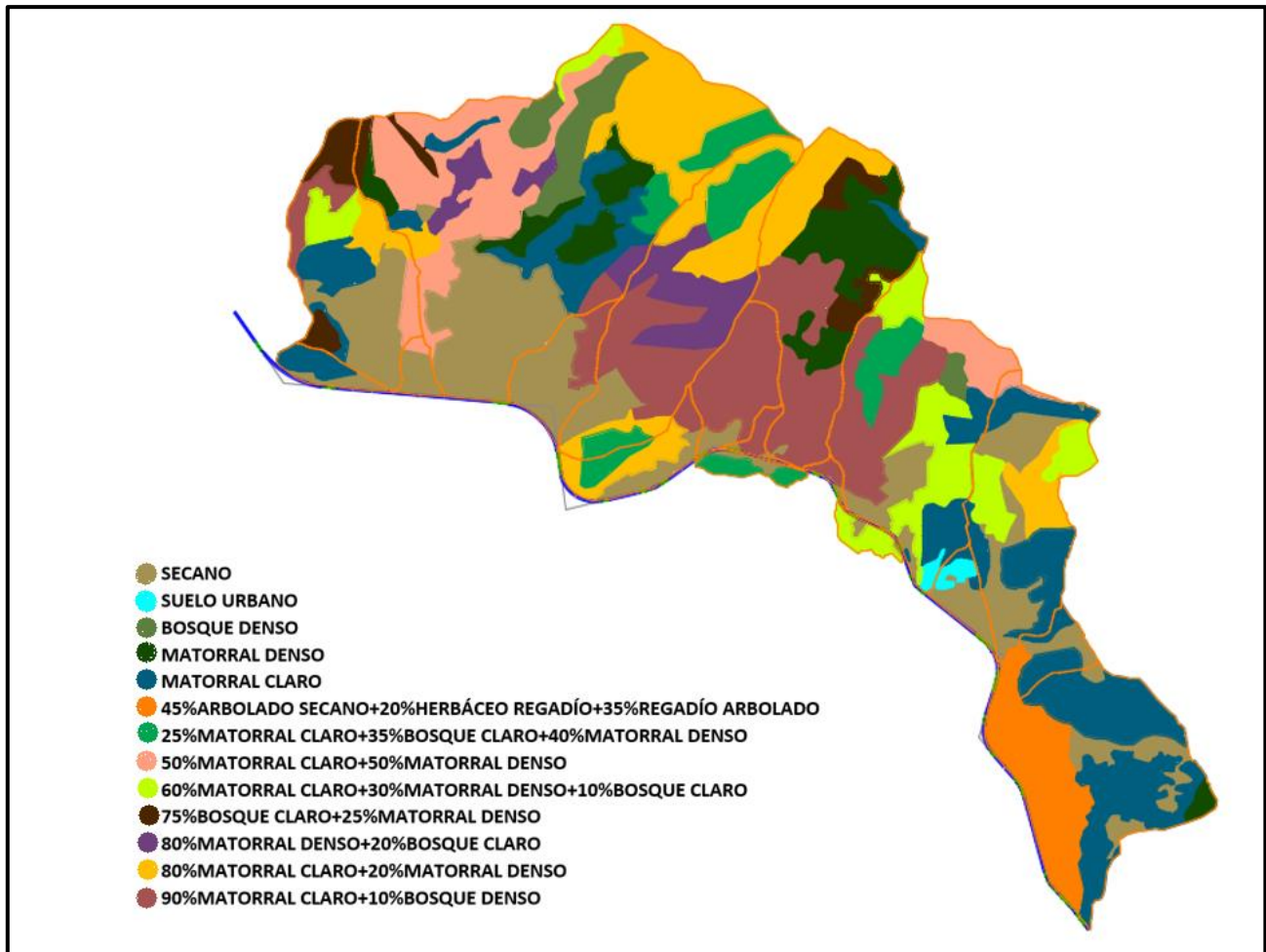


FIGURA 2.7. Cubierta del suelo del área de estudio.

Se puede apreciar que hay una larga lista de capas, algunas de ellas formadas por porcentajes de ocupación de varias cubiertas de suelo distintas. Por este motivo, se han agrupado en 8 unidades que permiten mostrar claramente la variabilidad observada sin perder precisión en los resultados finales. En la tabla 2. 2. se indica el porcentaje de suelo que tiene cada subcuenca e intercuenca. En la tabla 2.3 se ha calculado el total de cada cubierta de suelo de todas las subcuencas e intercuencas, así nos indica la superficie que ocupa cada tipo de cubierta de suelo y su relación con la superficie total de la cuenca de estudio.



**ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)**



**ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE**

	REGADIO HERBACEO	REGADIO ARBOLADO	SECANO ARBOLADO	MATORRAL CLARO	MATORRAL	BOSQUE CLARO	BOSQUE DENSO	URBANO
SC1			35%	41%	11%	13%		
SC2			19%	39%	28%	5%	10%	
SC3			9%	46%	32%	13%		
SC4			10%	81%		9%		
SC5			1%	33%	52%	15%		
SC6			11%	59%	16%	9%	3%	2%
SC7			33%	55%	9%	2%		
SC8	7%	12%	30%	49%	3%			
IC1			39%	61%				
IC2			85%	7%	7%			
IC3			74%	24%		3%		
IC4			28%	49%	16%	7%		
IC5			15%	77%		9%		
IC6			21%	71%		8%		
IC7			66%	13%				21%
IC8	6%	10%	46%	38%				
ICS1			29%	18%	29%	25%		
ICS2			15%	51%	26%	9%		

**TABLA 2.2.** Porcentajes de las cubiertas del suelo de cada subcuenca e intercuenca.

CUBIERTA DE SUELO	SUPERFICIE (km <sup>2</sup> )	PORCENTAJE DE SUPERFICIE (%)
REGADIO HERBACEO	0,07	0,85938
REGADIO ARBOLADO	0,13	1,50391
SECANO ARBOLADO	1,85	21,37765
MATORRAL CLARO	3,88	44,92475
MATORRAL	1,80	20,89343
BOSQUE CLARO	0,62	7,17014
BOSQUE DENSO	0,25	2,84511
URBANO	0,04	0,42564

**TABLA 2.3.** Superficie que ocupa cada tipo de cubierta de suelo, así como la relación entre la superficie que ocupa y la superficie total de la zona de estudio.





Como podemos observar en la tabla 2.3., las principales unidades de cubierta del suelo presentes en la cuenca son las siguientes:

1. **Secano arbolado:** ésta cubierta está formada sobre todo por olivos o almendros, ocupa alrededor de un 21% del área total de nuestra cuenca. Podemos encontrarla a lo largo de toda la cuenca, aunque con más concentración en la intercuenca 2, 3 y 7.
2. **Matorral claro (pastizal):** ésta cubierta de suelo ocupa una gran parte de la zona norte de nuestra cuenca, además de tener una buena presencia en la zona sur de la misma, llegando a ocupar cerca de un 45% del área total de ésta.
3. **Matorral:** ocupa aproximadamente el 21% de la cuenca de estudio, se encuentra principalmente en la subcuenca 5 ocupando un 52% de la misma, además se ubica matorral en la SC2, SC3, ICS1 e ICS2 aunque con menor extensión.
4. **Bosque claro:** este tipo de cubierta se concentra principalmente en la ICS1 con un porcentaje del 25% de ocupación en dicha intercuenca. Con respecto a la superficie total de la cuenca ocupa un 7% aproximadamente.

A continuación, mostramos el trabajo fotográfico realizado en el municipio de Chelva en enero 2016, sobre el cual nos apoyamos para determinar la cubierta del suelo de nuestra zona.



FIGURA 2.8. Zona de matorral



**FIGURA 2.9.** Matorral claro (pastizal)



**FIGURA 2.10.** Secano arbolado



FIGURA 2.11. Bosque claro



FIGURA 2.12. Zona urbana



FIGURA 2.13. Tres zonas diferenciadas, pastizal, bosque denso y al fondo bosque claro.

Cubierta del suelo		Pendiente (%)	Suelo del SCS			
			A	B	C	D
Bosque denso	Con dominancia de frondosas		90	50	35	25
	Con dominancia de coníferas		75	34	22	16
Bosque claro			40	20	12	8
Matorral denso			60	24	14	10
Matorral claro y espartal			32	14	8	6
Regadío arbolado		≥ 3	80	34	19	14
		< 3	95	42	22	15
Secano arbolado		≥ 3	62	28	15	10
		< 3	75	34	19	14
Vid (secano o regadío)		≥ 3	62	28	15	10
		< 3	75	34	19	14
Regadío herbáceo	R	≥ 3	37	20	12	9
	N	≥ 3	42	23	14	11
	R/N	< 3	47	25	16	13
Secano herbáceo	R	≥ 3	29	17	10	8
	N	≥ 3	32	19	12	10
	R/N	< 3	34	21	14	12
Invernaderos		≥ 3	6			
		< 3	10			
Masas de agua y cauces permanentes			0			
Cauces efimeros		≥ 3	17	11	8	6
		< 3	20	14	11	8
Infraestructuras viarias			2			
Núcleos urbanos	Parques y jardines		20			
	Áreas residenciales		10			
	Áreas urbanas		6			
	Áreas industriales		5			
Afloramientos rocosos	Roca fracturada	≥ 3	3			
		< 3	5			
	Roca compacta	≥ 3	2			
		< 3	4			

TABLA 2.4. Estimación del umbral de escorrentía en función de las variables del SCS. (BORM, 2007)



A partir de ahora, el umbral de escorrentía dependerá directamente de la cubierta de suelo, ya que, se obtiene a partir de ésta. La correspondencia se establece a partir del decreto propuesto por el gobierno de la Región de Murcia y publicado en el Boletín Oficial de la Región de Murcia (BORM), decreto 258/2007, de 13 de julio, por el que se establece el contenido y procedimiento de los estudios de inundabilidad en el ámbito del Plan de Ordenación Territorial del Litoral de la Región de Murcia.

La tabla 2.4. muestra la propuesta para estimar el umbral de escorrentía en condiciones medias de humedad antecedente. Dicha estimación depende a su vez de la capacidad agrícola del suelo según el SCS, determinado en los apartados siguientes de este mismo capítulo.

Además, según este método, se diferencian las zonas de pendiente mayor que 3% y las zonas de pendiente menor de 3%. Las zonas con pendiente mayor que 3% repercuten en la estimación del umbral de escorrentía ( $P_0$ ) en mayor medida si la cubierta del suelo de esa zona está formada por cultivos. En la visita a la zona, observamos que no había zonas con cultivos que tuviesen una pendiente mayor que 3%. Por lo que, se ha decidido que la pendiente no será determinante para estimar el umbral de escorrentía.

La equiparación entre la cubierta del suelo del SIOSE y la del BORM se muestra en la siguiente tabla:

Cubierta del suelo		Adaptación según BORM
Arbolado forestal	Coníferas	Bosque denso con dominancia de coníferas
	Fronosas	Bosque denso con dominancia de frondosas
Cultivos	Herbáceos	Secano herbáceo
	Leñosos	Secano arbolado
Matorral		Matorral denso
Pastizal		Matorral claro y espartal
Terreno sin vegetación	Ramblas	Cauce efímero
	Roquedo	Roca fracturada
	Suelo desnudo	Tratado como pastizal-matorral claro
Coberturas artificiales.	Industrial	Núcleos urbanos: áreas industriales
	Suelo Urbano	Promedio entre áreas urbanas y parques
	Equipamientos	Tratado como suelo industrial
	Infraestructuras	Infraestructuras viarias

**TABLA 2.5.** Cubierta del suelo adoptada por el SIOSE al BORM para la estimación del umbral de escorrentía



### 2.5.2. Caracterización de la capacidad del uso del terreno.

La caracterización de los suelos, dado que no existe un estudio edafológico de detalle en la zona, se ha basado en la zonificación de capacidad de uso del suelo en la Comunidad Valenciana (COPUT, 1998) y en el trabajo de campo.

La capacidad de uso nos indica la acogida que tendrá cada porción del territorio ante usos agrarios comunes (agrícola, forestal y pastizal). Así, evalúa las características que ofrece el suelo de forma natural y las limitaciones que restringen su utilización.

Las características utilizadas para la catalogación son el riesgo de erosión, la pendiente, el espesor efectivo, los porcentajes de afloramientos y pedregosidad, la salinidad, las características físicas (textura, estructura, porosidad y capacidad de retención de agua), las características químicas y los hidromorfismos. Estas son propiedades que caracterizan, en buena medida, el comportamiento hidrológico de los suelos en cuanto a su capacidad drenante, y, por tanto, permiten una buena adaptación a los tipos de suelo del SCS.

Propiedades	Clases				
	A	B	C	D	E
Erosión (e)	<7 Tm/ha/año	7-15 Tm/ha/año	15-40 Tm/ha/año	40-100 Tm/ha/año	>100 Tm/ha/año o Fase lítica
Pendiente (p)	<8%	8-15 %	15-25 %	25-45 %	>45%
Espesor efectivo (x)	>80 cm	40-80 cm	30-40 cm	10-30 cm, variable	<10 cm, variable
Afloramientos (r)	<2%	2-10 %	10-25 %	25-50 %	>50 %
Pedregosidad (g)	<20%	20-40 %	40-80 %	80-100 %	Pavimento pedregoso
Salinidad (s)	<2 dS/m	2-4 dS/m	4-8 dS/m	8-16 dS/m	>16 dS/m
Características físicas (f)	Equilibradas	Poco equilibradas	Inadecuadas	Desfavorables	Muy desfavorables
Características químicas (q)	Favorables	Poco favorables	Inadecuadas	Desfavorables	Muy desfavorables
hidromorfía (h)	Ausencia	Pequeña	Moderada	Grave	Muy grave

TABLA 2.6. Caracterización de las clases de la capacidad de suelo agrícola.

La capacidad de uso agrícola del suelo en la Comunidad Valenciana, suministrado por la COPUT, viene definido por cinco clases: A, B, C, D y E, de manera que una clase de suelo de A es el de mayor calidad agrícola, y uno de clase E es el peor.

Para este estudio, hemos optado por adaptar esta clasificación al modelo SCS, por lo que las clases D y E se tratan como una única clase D equiparándolo al modelo SCS.



Capacidad de uso	Grupo SCS
A	A
B	B
C	C
D	D
E	D

**TABLA 2.7.** Adaptación de la capacidad de uso equiparado al SCS

Los tipos de suelo que se quedan, en función de su carácter hidrológico son:

- **Grupo A:** Es el que ofrece menor escorrentía. Incluye los suelos que presentan mayor permeabilidad, incluso cuando están saturados. Comprenden los terrenos profundos, sueltos, con predominio de arenas y gravas y con escaso limo o arcilla.
- **Grupo B:** Engloba los suelos de moderada permeabilidad cuando están saturados, comprendiendo los terrenos arenosos menos profundos que los del grupo anterior, aquellos de textura franco-arenosas de media profundidad y los suelos francos profundos.
- **Grupo C:** Incluye los suelos poco permeables cuando están saturados, por presentar un estrato impermeable que dificulta la infiltración o porque, en conjunto, su textura es francoarcillosa o arcillosa.
- **Grupo D:** Es el que ofrece mayor escorrentía. Incluye los más impermeables, tales como los terrenos muy arcillosos profundos con alto grado de tumefacción, los terrenos que presentan en la superficie una capa arcillosa muy impermeable, y aquellos otros con subsuelos muy impermeables y cercanos a la superficie.

Como ya se ha expuesto anteriormente, para determinar la capacidad de uso agrícola del suelo de nuestra zona de estudio, se ha utilizado la información que ofrece la COPUT, en el sistema geodésico ETRS89 y proyección UTM. Esta información la obtuvimos en formato WMS de la página web de la COPUT. Georreferenciando esta información sobre nuestro dibujo de AutoCad, pudimos delimitar, haciendo uso de la tabla anterior 2.7., nuestra región de estudio con las diferentes clases de suelo de manera aproximada. En la figura 2.14. podemos observar las distintas clases en las que se divide nuestra cuenca de estudio.

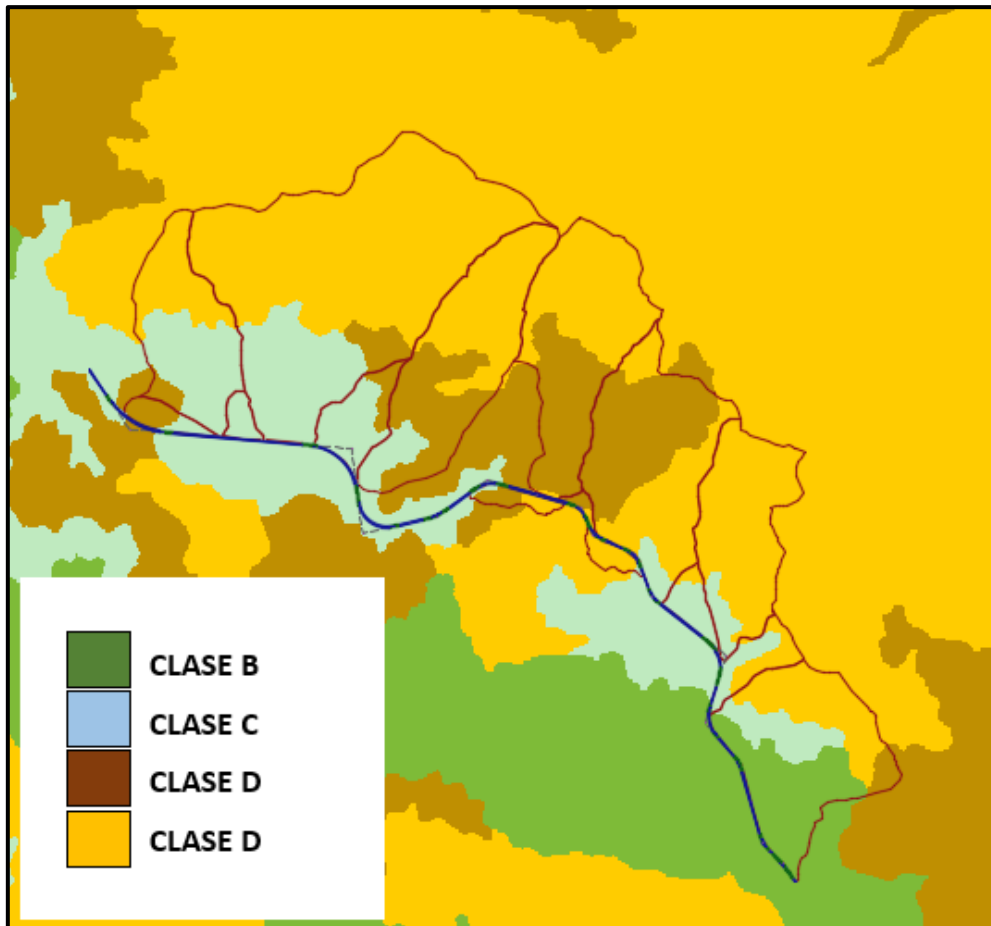


FIGURA 2.14. Clases de capacidad de uso agrícola del suelo.

### 2.5.3. Estimación del $P_0$

Una vez tenemos las capas de cubierta del suelo y su capacidad de uso agrícola, se procede a la obtención del umbral de escorrentía correspondiente a la combinación de ambas.

Una vez introducida la cubierta de suelo correspondiente a cada subcuenca e intercuenca, además de su porcentaje de ocupación en la misma, se ha metido su  $P_0$  correspondiente (según la tabla 2.8.), el cual se ha multiplicado por el porcentaje de suelo que ocupa cada cubierta en la subcuenca e intercuenca correspondiente, para finalmente, obtener su umbral de escorrentía.





ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

CUBIERTA DE SUELO	P <sub>0</sub> (mm)		
	B	C	D
REGADIO HERBACEO R/N p<3%	25	16	13
REGADIO ARBOLADO p<3%	42	22	15
SECANO ARBOLADO p<3%	34	19	14
MATORRAL CLARO	14	8	6
MATORRAL	24	14	10
BOSQUE CLARO	20	12	8
BOSQUE DENSO CONÍFERAS	34	22	16
NÚCLEOS URB (áreas urbanas)	6	6	6

TABLA 2.8. Valores del umbral de escorrentía utilizados

De esta manera, hemos obtenido el umbral de escorrentía para cada una de las cuencas del sistema hidrológico.

CUENCA	P <sub>0</sub> (mm)
SC1	12,0
SC2	10,6
SC3	8,7
SC4	7,5
SC5	8,4
SC6	8,6
SC7	10,8
SC8	15,7
IC1	11,0
IC2	17,6
IC3	15,6
IC4	10,4
IC5	8,1
IC6	7,8
IC7	14,6
IC8	14,2
ICS1	11,7
ICS2	8,4

TABLA 2.9. Umbral de escorrentía de cada subcuenca e intercuenca



### **3. ANÁLISIS ESTADÍSTICOS DE MÁXIMOS PLUVIOMÉTRICOS**

#### **3.1. INTRODUCCIÓN**

El objetivo de este apartado es obtener los mejores estimadores de los cuantiles correspondientes a distintos períodos de retorno, para ello se ha llevado a cabo el análisis de frecuencia de las precipitaciones diarias máximas anuales. Los cuantiles obtenidos se utilizarán como *input* del modelo de transformación lluvia-escorrentía empleado en la obtención de la intensidad de cálculo (como queda descrito en el apartado 4.1). Se ha procedido con la siguiente metodología:

1. A través de AEMET, se han obtenido series de precipitación diaria máxima mensual de las estaciones que están en la zona de afección de la cuenca y posean los registros más largos y fiables.
2. De los registros escogidos, a partir de la serie de máximos mensuales se ha obtenido la de máximos anuales, de trayendo años incompletos aplicando criterios estadísticamente objetivos.
3. A la serie de máximos anuales se les realiza inferencia paramétrica empleando funciones de probabilidad habituales en el análisis estadístico de extremos.
4. Finalmente, se ha seleccionado el mejor modelo estadístico y obtenido los cuantiles de precipitación diaria máxima anual para diversos períodos de retorno.

#### **3.2. INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA DISPONIBLE EN LA ZONA**

Para el estudio de precipitaciones extremas se han empleado las series mensuales de precipitación acumulada proporcionada por la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), que constituye en España la fuente de información histórica más representativa y completa para establecer relaciones entre cantidades de precipitación máximas estimadas y períodos de recurrencia.

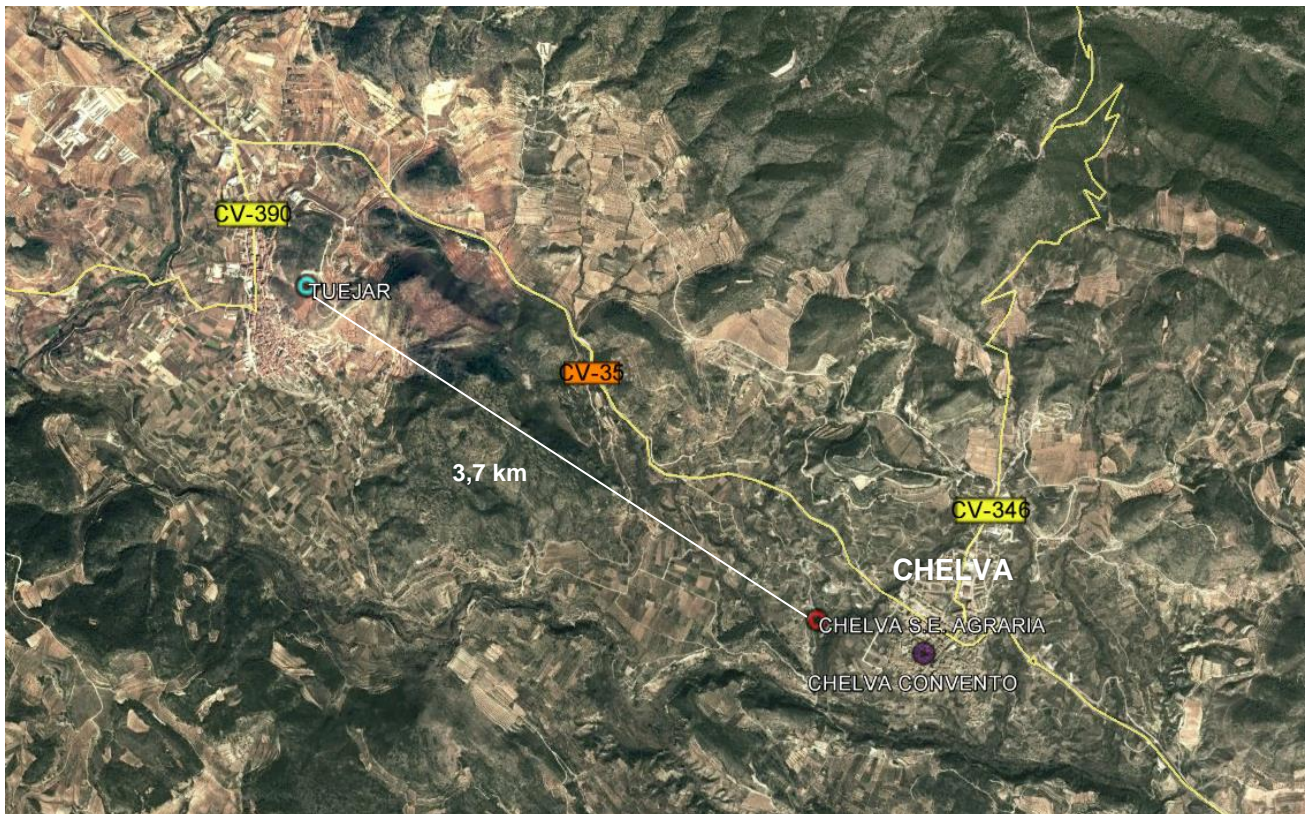
Como es habitual, se ha procedido al análisis estadístico de las series registradas en aquellas estaciones pluviométricas ubicadas en la zona de estudio ó próximas a ella, con preferencia hacia aquellas con registros más largos y fiables. Éstas estaciones son la estación Tuéjar (8394), situada en el municipio de Tuéjar, la estación Chelva Convento (8395), y la estación Chelva S.E Agraria (8395B), ambas situadas en el municipio de Chelva.

La siguiente tabla recoge las principales características de las estaciones consideradas

Código Estac.	Nombre Estación	Término Municipal	Provincia	UTM X	UTM Y	Altitud (msnm)	Año de inicio	Año de fin	Nº años completos
8394	TUÉJAR	TUÉJAR	VALENCIA	668053	4403776	603	1944-45	1995-96	51
8395	CHELVA CONVENTO	CHELVA	VALENCIA	671545	4401815	454	1942-43	1963-64	17
8395B	CHELVA S.E. AGRARIA	CHELVA	VALENCIA	670945	4401985	479	1967-68	1995-96	27

**TABLA 3.1.** Estaciones de la AEMET empleadas

La situación de las estaciones la mostramos en la siguiente figura:



**FIGURA 3.1.** Situación geográfica de las estaciones respecto de nuestra cuenca de estudio.

### **3.3. ANÁLISIS DE LAS SERIES DISPONIBLES**

Como puede observarse las estaciones Chelva Convento y Chelva S.E. Agraria se encuentran muy próximas, además la primera de ellas realizó la toma de datos de precipitación hasta septiembre de 1964, momento en el que dejó de estar en funcionamiento,



y no es hasta mayo de 1968 cuando la segunda empezó a tomar datos. Por todo ello, ambas estaciones se analizarán como si fuera una única, la cual llamaremos Chelva.

Por otro lado, las series de máximos mensuales disponibles presentan datos faltantes. Por ello, es conveniente, en primer lugar, establecer un criterio objetivo que permita tomar la decisión de aceptar, o bien rechazar, un año de la serie que no sea completo.

Evidentemente, esta decisión se debe fundamentar en:

- El número de meses faltantes en el año
- La probabilidad de ocurrencia del máximo anual en cada mes faltante.

Para estimar dicha probabilidad se ha procedido obteniendo la probabilidad muestral de que cada mes sea máximo anual en los años completos de cada serie.

1. Se descartarán los años con más de 2 meses sin datos pluviométricos.
2. Se descartarán si hay más de 1 mes crítico sin datos pluviométricos.

ESTACION TUEJAR	
ENERO	1
FEBRERO	2
MARZO	3
ABRIL	3
MAYO	5
JUNIO	3
JULIO	3
AGOSTO	6
SEPTIEMBRE	7
OCTUBRE	6
NOVIEMBRE	6
DICIEMBRE	6

ESTACION CHELVA	
ENERO	1
FEBRERO	4
MARZO	0
ABRIL	2
MAYO	2
JUNIO	3
JULIO	3
AGOSTO	7
SEPTIEMBRE	7
OCTUBRE	4
NOVIEMBRE	6
DICIEMBRE	5

**TABLA 3.2.** Repetición de máximos anuales en cada mes

En nuestro caso, nuestro mes más importante es septiembre y podríamos considerar también agosto, ya que son los meses donde más se repite la precipitación diaria máxima anual, por ello hemos realizado un sesgo de manera que, si en un año faltaban datos en septiembre o agosto y en algún otro mes del mismo año hidrológico, éste se etiquetaba como incompleto, o, si en otro caso, había más de dos meses seguidos de un año hidrológico sin información, éste se etiquetaba también como incompleto. De esta manera, las series proporcionadas quedan ligeramente reducidas como podemos observar en la siguiente tabla:



**ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA  
CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE  
VALENCIA)**



**ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE**

Estación	Nº de años registrados	Nº años completos
CHELVA	51	44
TUÉJAR	52	51

**TABLA 3.3.** Años registrados de cada estación de la AEMET, con los años completos

De manera que nuestras series pluviométricas quedarían de la siguiente manera:

	CHELVA		CHELVA
<b>1942-43</b>		<b>1969-70</b>	70
<b>1943-44</b>	28	<b>1970-71</b>	40
<b>1944-45</b>	53	<b>1971-72</b>	50
<b>1945-46</b>	56	<b>1972-73</b>	178
<b>1946-47</b>	36	<b>1973-74</b>	44
<b>1947-48</b>	44	<b>1974-75</b>	29
<b>1948-49</b>	32	<b>1975-76</b>	35
<b>1949-50</b>	47	<b>1976-77</b>	46
<b>1950-51</b>	69	<b>1977-78</b>	76,5
<b>1951-52</b>	55	<b>1978-79</b>	72
<b>1952-53</b>	51	<b>1979-80</b>	42,6
<b>1953-54</b>	82	<b>1980-81</b>	90
<b>1954-55</b>	26	<b>1981-82</b>	36
<b>1955-56</b>	32	<b>1982-83</b>	50
<b>1956-57</b>	57	<b>1983-84</b>	25
<b>1957-58</b>	217	<b>1984-85</b>	48,4
<b>1958-59</b>		<b>1985-86</b>	34,9
<b>1959-60</b>	47	<b>1986-87</b>	
<b>1960-61</b>		<b>1987-88</b>	46
<b>1961-62</b>		<b>1988-89</b>	213,5
<b>1962-63</b>		<b>1989-90</b>	63
<b>1963-64</b>	32	<b>1990-91</b>	41
<b>1964-65</b>		<b>1991-92</b>	26
<b>1965-66</b>		<b>1992-93</b>	33
<b>1966-67</b>		<b>1993-94</b>	37,8
<b>1967-68</b>		<b>1994-95</b>	34
<b>1968-69</b>	82	<b>1995-96</b>	44

**TABLA 3.4.** Serie pluviométrica de Chelva



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

	TUEJAR		TUEJAR
1944-45		1970-71	50
1945-46	53	1971-72	48
1946-47	31	1972-73	48
1947-48	32	1973-74	40
1948-49	25	1974-75	28
1949-50	43	1975-76	35
1950-51	79	1976-77	35
1951-52	51	1977-78	80
1952-53	59	1978-79	24
1953-54	91	1979-80	35
1954-55	50	1980-81	52
1955-56	27	1981-82	25
1956-57	71	1982-83	65
1957-58	29	1983-84	24
1958-59	77	1984-85	30
1959-60	44	1985-86	35
1960-61	40	1986-87	45
1961-62	40	1987-88	35
1962-63	30	1988-89	199
1963-64	36	1989-90	
1964-65	42	1990-91	58
1965-66	55	1991-92	32
1966-67	30	1992-93	30
1967-68	70	1993-94	29
1968-69	50	1994-95	38
1969-70	50,5	1995-96	48

TABLA 3.4. Serie pluviométrica de Tuéjar



ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA  
CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE  
VALENCIA)



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

A partir de los datos de las precipitaciones máximas anuales obtenidos de ambas estaciones, pluviométricas, y después de identificar los años incompletos, se va a proceder a la comparación de ambas, ya que la distancia entre éstas dos estaciones es de unos 3,7 km y no puede haber mucha entre los datos registrados.

	CHELVA	MES	TUEJAR	MES
1942-43				
1943-44	28	9		
1944-45	53	8		
1945-46	56	11	53	4
1946-47	36	8	31	9
1947-48	44	4	32	12
1948-49	32	8	25	9
1949-50	47	5	43	5
1950-51	69	8	79	8
1951-52	55	12	51	7
1952-53	51	9	59	9
1953-54	82	12	91	12
1954-55	26	7	50	7
1955-56	32	9	27	8
1956-57	57	11	71	11
1957-58	217	10	29	3
1958-59			77	8
1959-60	47	1	44	1
1960-61			40	5
1961-62			40	5
1962-63			30	10
1963-64	32	12	36	12
1964-65			42	12
1965-66			55	10
1966-67			30	11
1967-68			70	10
1968-69	82	11	50	11



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

	CHELVA	MES	TUEJAR	MES
1969-70	70	10	50,5	10
1970-71	40	12	50	5
1971-72	50	9	48	9
1972-73	178	9	48	9
1973-74	44	8	40	5
1974-75	29	2	28	2
1975-76	35	7	35	8
1976-77	46	9	35	12
1977-78	76,5	12	80	12
1978-79	72	9	24	9
1979-80	42,6	2	35	2
1980-81	90	6	52	6
1981-82	36	2	25	3
1982-83	50	10	65	10
1983-84	25	5	24	11
1984-85	48,4	11	30	11
1985-86	34,9	7	35	9
1986-87			45	7
1987-88	46	6	35	4
1988-89	213,5	11	199	11
1989-90	63	8		
1990-91	41	4	58	4
1991-92	26	6	32	6
1992-93	33	2	30	3
1993-94	37,8	11	29	10
1994-95	34	10	38	10
1995-96	44	8	48	8

TABLA 3.5. Comparación de las series pluviométricas de las estaciones de Chelva y Tuéjar

Como puede verse en la tabla 3.5. la concordancia en los máximos anuales extraídos de las series de mensuales es muy alta, si bien en algunos años se observan diferencias significativas o si el máximo no se produce el mismo mes (la justificación debiera buscarse en el análisis de las series diarias, de la cual no se ha dispuesto). No obstante, merece especial atención los máximos anuales de tres años (en concreto los años 1957-58; 1972-73; 1988-89) en los que se registran los valores más altos de las series (que por tanto, van



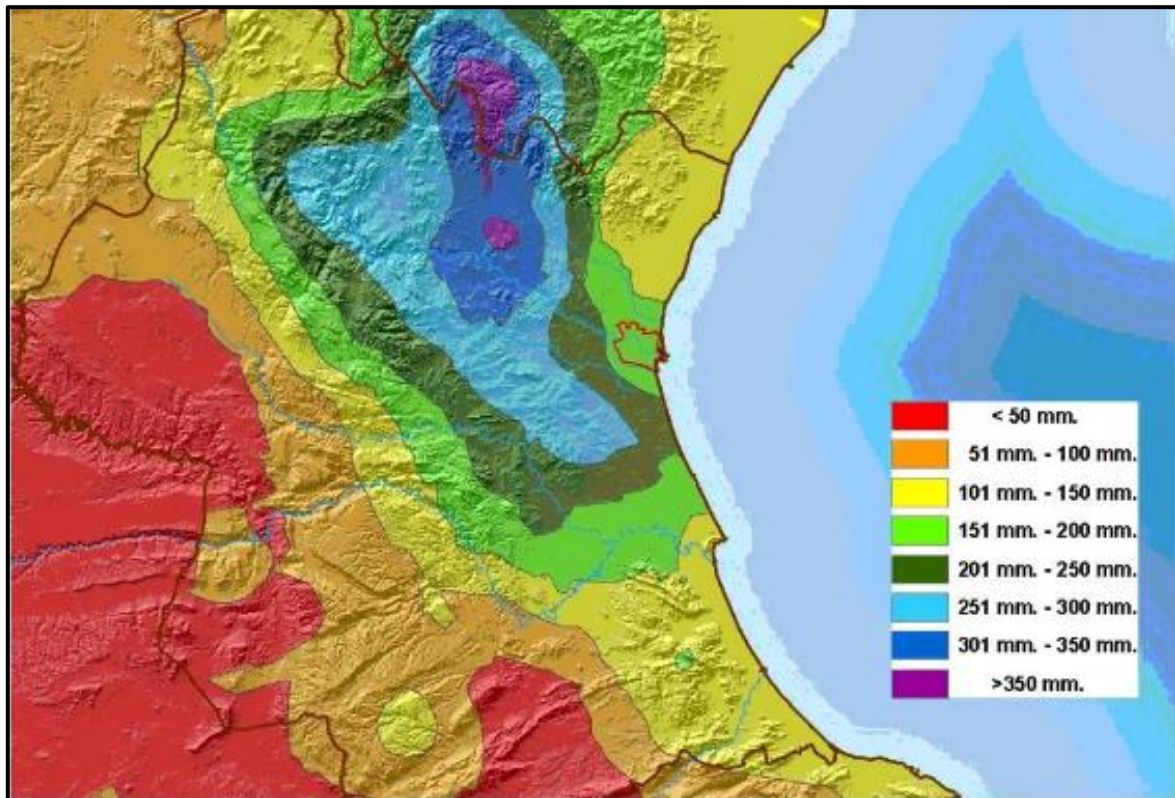


a condicionar sobremanera el ajuste del modelo estadístico) y en dos de los cuales, se observan sensibles diferencias entre las estaciones de Chelva y Tuejar. Las discrepancias en esos dos años (1957-58; 1972-73) merecen ser analizadas en profundidad.

- En el año hidrológico 1957-58, en Chelva se registraron 217 milímetros, mientras que en Tuéjar tan sólo 29 milímetros. Los 217mm de Chelva, se anotan en octubre de 1957, mes en el que se produjeron unas fuertes precipitaciones que desembocaron en la recordada riada de Valencia. Además, se han obtenido varios artículos que dieron la noticia y corroboran dicha información. Por otro lado, cabe destacar que el dato de 29 mm de Tuéjar no es en octubre (mes en el que se produjeron las lluvias torrenciales), y que en octubre no hubo ningún registro dicha estación. Por tanto, el dato de 217 está bien registrado.

Aunque carecemos de las herramientas necesarias para analizar completamente la situación meteorológica de aquellos días (no tenemos imágenes de satélite, ni radares...), lo que sí es cierto es que llovió mucho, y sobre todo en este caso fue de vital importancia "donde llovió". Para empezar las mayores cantidades de precipitación no se registraron en la capital, sino aguas arriba del Turia, en la comarca del Camp del Turia, en el interior. Este hecho pone de manifiesto un detalle importante, común a la mayoría de grandes episodios catastróficos. Al igual que sucediera años después en el episodio de la "pantaná" del año 1982, cuando se concentran las lluvias en el interior, las cuencas de los grandes ríos van recogiendo tal cantidad de agua de multitud de afluentes, barrancos y ramblas, que los daños causados cerca de la desembocadura superan con creces los producidos por las propias lluvias. Realmente el episodio de lluvias habría que dividirlo en dos, ya que fueron diferentes las zonas más afectadas cada uno de los dos días. Cuando la 1ª riada llegó sobre la capital en la noche entre el 13 y el 14 apenas habían caído unas gotas sobre la misma, lo que contribuyó a pillar desprevenidos a muchos valencianos. De hecho, entre las 7 de la mañana del día 13 y las 7 de la mañana del 14, se recogieron en la capital  $2.8 \text{ l/m}^2$ , mientras que aguas arriba del Turia, no dejó de diluviar durante todo el día. En puntos como Villar del Arzobispo la lluvia alcanzó índices importantes, con  $235 \text{ l/m}^2$ . En Chelva se alcanzaron los  $217 \text{ l/m}^2$  y en Casinos se "anotaron"  $200 \text{ l/m}^2$ . Más arriba todavía ese día 13 de octubre de 1957 se recogieron en Ademúz  $110 \text{ l/m}^2$ , superándose por primera vez el registro de los 100 litros en un día en esta localidad. En definitiva, se aprecia un área de precipitación superior a los  $200 \text{ l/m}^2$ , que abarca la cuenca media del Turia y las altas del Palencia y del Mijares, rodeada de otra más extensa que comprende también la cuenca del magro, con precipitaciones superiores a los  $100 \text{ l/m}^2$ . A

FIGURA 3.2. Artículo de Las Provincias. Antonio Rivera 14 Oct 2015. "La riada de valencia del 14 de octubre de 1957"



**FIGURA 3.3.** Precipitación acumulada, en l/m<sup>2</sup>, entre el 11 y el 15 de octubre de 1957. Fuente José Ángel Núñez “*Climatología de la ciudad de Valencia*”

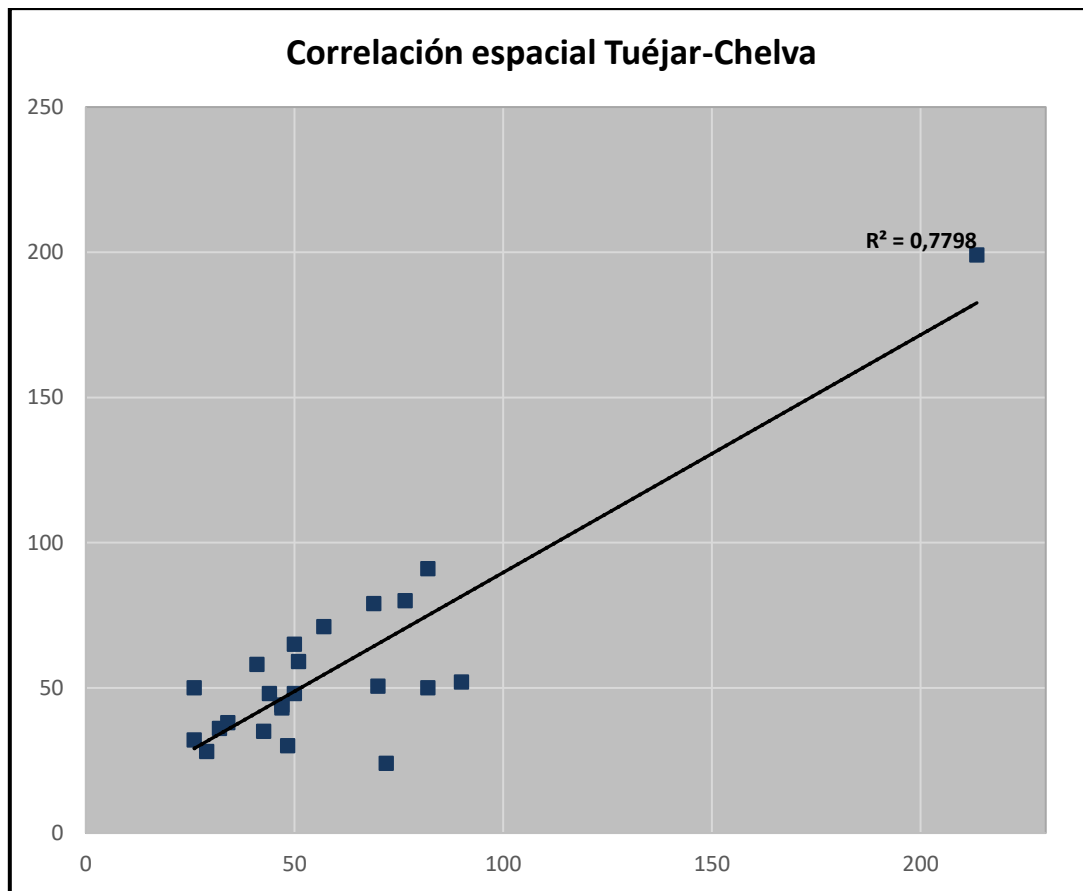
- En el año hidrológico 1972-73, un valor en Chelva de 178 milímetros de precipitación en septiembre de ese año, que está documentado en el periódico “*La Vanguardia*” en su edición del sábado 8 de septiembre de 1973, mientras que en Tuéjar se anotó un valor de 48 milímetros de precipitación en el mes de septiembre. Después de lo documentado consideramos válido el valor registrado en Chelva.



FIGURA 3.4. Artículo del periódico “La Vanguardia” del 8 de septiembre de 1973

- Por último, nos queda analizar el dato de 1988, que, aunque se trate de un dato de precipitación elevado, está verificado por el hecho de que tanto en Tuéjar como en Chelva, se registró el máximo de ese año en el mes de noviembre y ambos datos tienen un rango similar, por lo que todo apunta a que el máximo está recogido el mismo día. Determinamos, pues, la veracidad de este dato.

A la vista de los datos de la tabla, vemos que el mes en el que se produce el valor de precipitación diaria máxima anual en las dos estaciones, coincide en veinticuatro ocasiones, además de que los valores de precipitación entre las dos estaciones no varían mucho. Para comprobar matemáticamente que hay una gran relación entre las dos estaciones, realizamos la siguiente gráfica con los pares de valores:



GRÁFICA 3.1. Correlación espacial entre las series de Tuéjar y Chelva.

En la gráfica, los pares de valores de las series obtenidas de las estaciones meteorológicas están marcados en azul, en el eje de ordenadas están los valores de Tuéjar, mientras que en el de abscisas están los de Chelva. Se puede apreciar que existe una correlación espacial alta entre ambas series de precipitación diaria máxima anual, lo que quiere decir que ambas series pueden unirse en una sola sin ningún problema.

Se ha demostrado tanto por proximidad como mediante la correlación espacial que ambas series pueden fusionarse en una única serie sintética. Para obtener esta nueva serie, se utilizará como base los datos registrados en la estación de Chelva, ya que esta serie parece más fiable que la de Tuéjar. En la primera, los datos anómalos estaban registrados todos, mientras que en la segunda había problemas en el registro de estos mismos datos. Una vez tenemos como base los datos de precipitación diaria máxima anual de Chelva, procedemos a rellenar los años que ésta estación tenga incompletos con los valores registrados en Tuéjar. De este modo, se crea una nueva serie sintética que se llamará Chelva-Tuéjar.



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

TUÉJAR -CHELVA	
1942-43	0
1943-44	28
1944-45	53
1945-46	56
1946-47	36
1947-48	44
1948-49	32
1949-50	47
1950-51	69
1951-52	55
1952-53	51
1953-54	82
1954-55	26
1955-56	32
1956-57	57
1957-58	217
1958-59	77
1959-60	47
1960-61	40
1961-62	40
1962-63	30
1963-64	32
1964-65	42
1965-66	55
1966-67	30
1967-68	70
1968-69	82
1969-70	70
1970-71	40
1971-72	50
1972-73	178
1973-74	44
1974-75	29
1975-76	35
1976-77	46
1977-78	76,5
1978-79	72
1979-80	42,6
1980-81	90
1981-82	36
1982-83	50
1983-84	25
1984-85	48,4
1985-86	34,9
1986-87	45
1987-88	46
1988-89	213,5
1989-90	63
1990-91	41
1991-92	26
1992-93	33
1993-94	37,8
1994-95	34
1995-96	44

**TABLA 3.6.** Precipitaciones diarias máximas anuales de la serie sintética Chelva-Tuéjar.



### 3.4. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD EMPLEADAS

Para el análisis estadístico de máximos pluviométricos se han empleado las distribuciones teóricas comúnmente utilizadas en los estudios hidrológicos. Hay una gran variedad de distribuciones, pero nosotros hemos empleado las siguientes funciones:

- I. Gumbel: es de dos parámetros y tiene una gran sensibilidad de los parámetros de la función respecto del modelo de ajuste.
- II. General Extreme Value (GEV): de tres parámetros.
- III. Two Component Extreme Value (TCEV): de cuatro parámetros.
- IV. Square-Root Exponential Type Distribution of the maximum (SQRT-Etmax): de dos parámetros.

A continuación, se exponen las principales características de las distribuciones de máximos utilizadas:

- Función de distribución teórica Gumbel.

Introducida por Gumbel (1942), es la función de distribución de extremos de uso más extendido en el campo de la hidrología. Pertenecce a la familia de funciones "Extreme Value" tipo 1, y la expresión analítica viene dada por:

$$F_X(X) = e^{-\lambda \cdot e^{-\theta \cdot x}}$$

Donde:

- $x$ : Valor de la variable aleatoria, que en nuestro caso es la precipitación máxima anual.
- $F_X(x)$ : Probabilidad de no excedencia del valor  $x$  en un año dado.
- $\lambda$ : es el parámetro de dispersión de la distribución.
- $\theta$ : es el parámetro de localización de la distribución.

La media y la varianza poblacional necesarias para esta función vendrán determinadas por:

$$\mu = \theta + 0.5772 * \lambda$$

$$\sigma^2 = \frac{\pi^2}{6} * \lambda^2$$



Además, tendremos también el coeficiente de asimetría constante de:

$$\gamma_x = 1.1396$$

- Función de distribución Generalized Extreme Value (GEV).

Esta función fue desarrollada por Jenkinson entre 1955 y 1969. Su teoría y condiciones de aplicabilidad en el análisis de máximas precipitaciones sufrieron una completa revisión con motivo de la elaboración del *Flood Studies Report* (NERC, 1975).

Esta función, tiene tres parámetros, es por ello que está dotada de una buena capacidad para reproducción de casuísticas con presencia clara de “outliers” asociados a episodios de carácter extraordinario, y por lo tanto de sesgos mucho mayores en la distribución muestral. Para estos casos, la distribución GEV se presenta como una posible candidata para una correcta caracterización estadística. Combina tres distribuciones de valores extremos: Gumbel (*Extreme Value I*), Frechet (*Extreme Value II*) y Weibull (*Extreme Value III*), y su expresión analítica viene dada por:

$$F_x(x) = \exp \left[ - \left( 1 - \beta \cdot \frac{x - x_0}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\beta}} \right]$$

Donde:

- $F_x(x)$ : Probabilidad de no excedencia del valor  $x$  en un año dado.
- $x$ : Valor de la variable aleatoria, es decir, la precipitación máxima anual.
- $x_0$ : Parámetro de localización.
- $\alpha$ : Parámetro de escala.
- $\beta$ : Parámetro de forma.

Dependiendo del valor del parámetro de forma  $\beta$ , la función tendrá las siguientes variaciones:

- Para  $\beta = 0$ , la función GEV degenera en la Gumbel (*Extreme Value I*).
- Para  $\beta < 0$  la función sólo está definida para valores de  $x = x_0 + \frac{\alpha}{\beta}$ , entonces se define como una Frechet (*Extrem Value II*).
- Para  $\beta > 0$  la función sólo está definida para valores de  $x < x_0 + \frac{\alpha}{\beta}$ , entonces se define como una Weibull (*Extreme Value III*).



- Función de distribución Two Component Extreme Value (TCEV)

Esta función la utilizó por primera vez por Rossi (1984) para la estimación de caudales máximos. Fue desarrollada teniendo en cuenta la existencia de dos poblaciones de avenidas. Por una parte, las denominadas crecidas ordinarias, originadas por lluvias frontales que representan lluvias de menor magnitud y mayor frecuencia durante el invierno y la primavera; y por otra, las crecidas extraordinarias que representan las lluvias torrenciales, de mayor magnitud, menor frecuencia y generadas por fenómenos de precipitación de tipo convectivo durante el verano y otoño.

La distribución tiene cuatro parámetros, como ya hemos dicho, que son  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$ ,  $\theta_1$  y  $\theta_2$ , y su expresión analítica de probabilidad acumulada es:

$$F_x(X) = \exp[-\lambda_1 \cdot \exp(-\theta_1 \cdot x) - \lambda_2 \cdot \exp(-\theta_2 \cdot x)]$$

Donde:

- $x$ : Variable aleatoria, en nuestro caso, la precipitación máxima anual.
- $F_x(X)$ : Probabilidad de no excedencia del valor  $x$  en un año dado
- $\lambda_1, \theta_1$ : Parámetro de crecidas ordinarias, debidas a precipitaciones frontales
- $\lambda_2, \theta_2$ : Parámetro de crecidas extraordinarias, debidas a precipitaciones convectivas

Como principal inconveniente destaca el elevado número de parámetros de la expresión.

- Función de distribución Square-Root Exponential Type Distribution of the Maximum (SQRT-ET max)

Esta función fue utilizada por primera vez Eth, Murota y Nakanishi en 1987, y está considerada por el CEDEX como la más apropiada para muchas zonas de España. Esto se debe a varios motivos, es el único de los cuatro modelos vistos que está especializado en la modelación estadística de precipitaciones máximas diarias; además, está formulado **con solo** dos parámetros, lo que conlleva una completa definición de los cuantiles en función exclusivamente del coeficiente de variación, y así se consigue una mayor facilidad de presentación de resultados proporcionando resultados más conservadores que los resultados dados por la función Gumbel. Todo ello provocó que fuera la distribución escogida





para la realización del mapa de España que permite calcular la precipitación máxima diaria para cualquier periodo de retorno mostrado en el documento “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular”.

Su expresión analítica es:

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

Donde:

- x = valor de la variable aleatoria, en nuestro caso la precipitación diaria máxima mensual.
- $F_x(x)$  = es la probabilidad de no excedencia del valor “x” en un año.
- k,  $\alpha$  = son parámetros de la distribución, respectivamente escala y frecuencia.

### 3.5. RESULTADOS: CUANTILES DE PRECIPITACIÓN DIARIA MÁXIMA ANUAL

Se ha realizado una evaluación de los modelos estadísticos ajustados a la serie sintética de precipitaciones diarias máximas anuales Tuéjar-Chelva, y así escoger el modelo que mejor se ajuste a dicha serie.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos con los distintos modelos empleados:

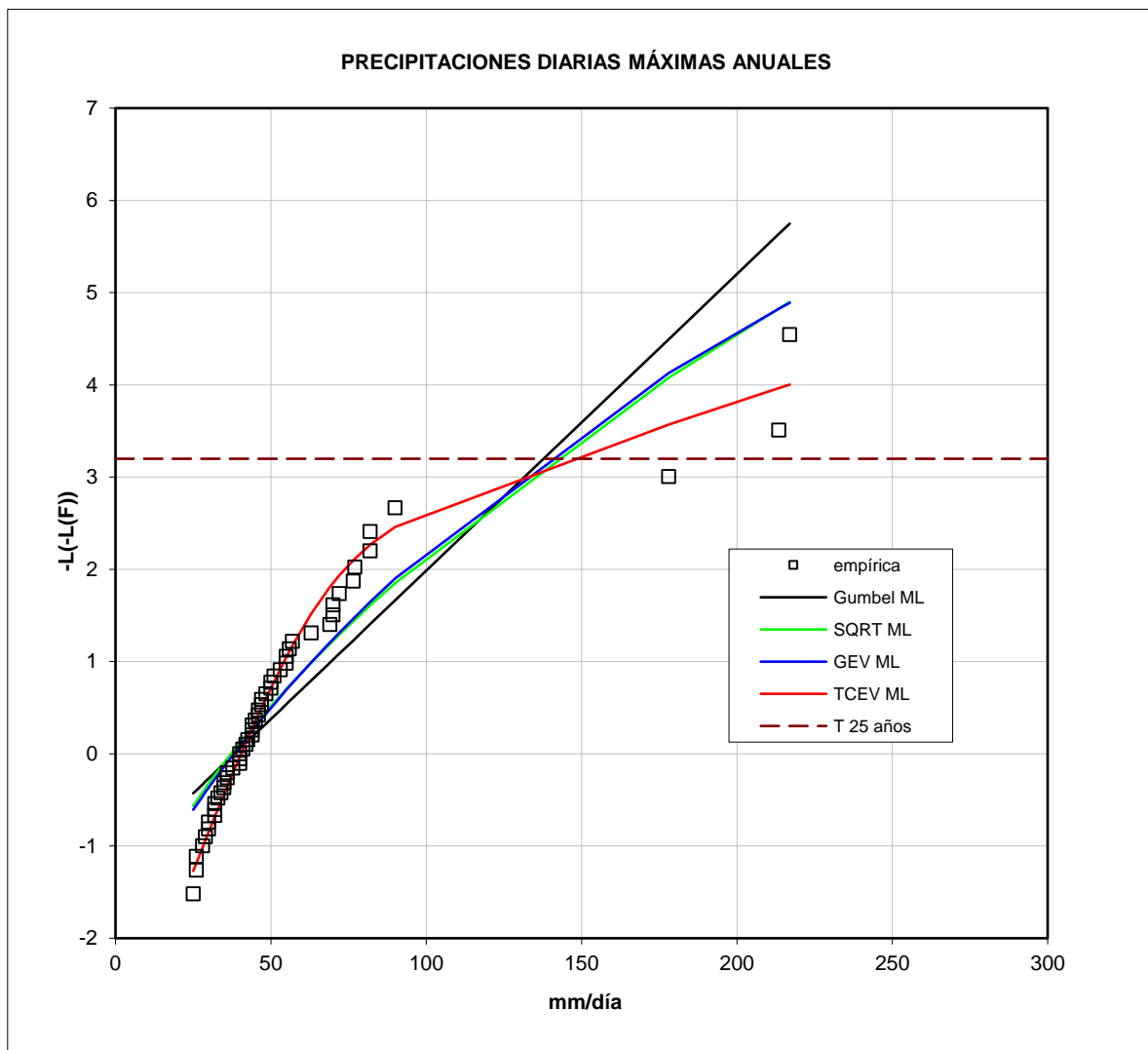
	GUMBEL ML	SQRT ML	GEV ML	TCEV ML
TUÉJAR-CHELVA	$\lambda= 3,4271674$ $\theta=0,0321648$	$K=10,907914$ $\alpha=0,4294754$	$X0=38,158575$ $\alpha=22,885665$ $\beta=-$ $0,1789065$ coef.asim.=3,0406063	$\lambda1=31,08764$ $\lambda2=0,20233$ $\theta1=0,0883933$ $\theta2=0,0110802$

**TABLA 3.7.** Parámetros de las distintas funciones aplicadas en la serie sintética Tuéjar-Chelva



Se ha obtenido la gráfica de las distintas funciones de distribución empleadas, con el fin de poder razonar más fácilmente y así escoger la que mejor representa la serie sintética Tuéjar-Chelva. Para ello, se ha evaluado cada función mediante la bondad del ajuste gráfico, comparándola con la distribución empírica de nuestros datos registrados, estimada mediante la expresión de Cunnane de 1978 en la que le asignamos un coeficiente poblacional a la serie de  $\alpha = 0.44$ .

A continuación, se muestra la gráfica con las diferentes curvas obtenidas de los modelos aplicados:



**GRÁFICA 3.2.** Parámetros de las distintas funciones aplicadas en la serie sintética Tuéjar-Chelva

Se puede observar que, la distribución empírica muestra un claro efecto pata de perro, con una diferencia entre las dos subpoblaciones del orden de 100mm.



Las gráficas de Gumbel L, SQRT ML y GEV ML se quedan por encima de los cuantiles superiores al periodo de retorno de 25 años, quedando así del lado de la inseguridad para periodos de retorno superiores.

Por tanto, utilizaremos la Función de distribución Two Component Extreme Value (TCEV), por máxima verosimilitud, en el cálculo de los cuantiles para los distintos periodos de retorno.

A continuación se muestran los cuantiles obtenidos para la serie sintética Tuéjar-Chelva, mediante la Función de distribución TCEV:

<b>PERIODO DE RETORNO</b>	<b>CUANTIL TUÉJAR-CHELVA (TCEV)</b>
10	81,4
25	143,3
50	207,0
100	264,2
200	327,2
500	383,9

**TABLA 3.8.** Cuantiles de  $P_d$  máxima anual



## 4. MODELO LLUVIA-ESCORRENTÍA

Como ya se ha comentado en la Introducción, la pequeña extensión de la cuenca de estudio y la disponibilidad de un único punto de información pluviométrica en la zona, hacen recomendable emplear como modelo de transformación lluvia-escorrentía el método de Témez Modificado. Este es el recomendado por el MOPU(1990), pero con modificaciones posteriores Témez (1991).

Con las modificaciones introducidas, este método tiene en cuenta tanto la no uniformidad de la lluvia como el error introducido en la hipótesis de uniformidad temporal de la precipitación a medida que crece el tamaño de la cuenca, además, el cálculo del coeficiente de escorrentía depende tanto del parámetro del modelo de infiltración, como de la magnitud del aguacero.

### 4.1. METODOLOGÍA DEL MODELO

El método racional modificado calcula el caudal máximo de escorrentía superficial como el generado por la lluvia de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. De esta forma, la fórmula básica de este método es la siguiente:

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

Donde:

- $Q_p$  = caudal pico ( $m^3/s$ )
- $C$  = coeficiente de escorrentía
- $I$  = intensidad de precipitación ( $mm/h$ )
- $A$  = superficie de la cuenca ( $km^2$ )
- $K$  = coeficiente de uniformidad temporal

El coeficiente de uniformidad  $K$ , corrige la hipótesis de intensidad de lluvia neta constante. Se trata de un coeficiente deducido a partir del estudio de lluvias en numerosas cuencas y viene determinado por la siguiente ecuación:

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



Donde:

- $T_c$  = tiempo de concentración (h). Se obtendrá mediante la siguiente fórmula (modificada respecto la del *US Army Corps of Engineers*):

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

Siendo:

- L = longitud del recorrido principal (km)
- J = pendiente del cauce principal, en tanto por uno.

El coeficiente de escorrentía se obtiene mediante la fórmula deducida por Témez a partir del método del SCS.

$$C = \frac{\left[ \left( \frac{P_d}{P_o} \right) - 1 \right] \left[ \left( \frac{P_d}{P_o} \right) + 23 \right]}{\left[ \left( \frac{P_d}{P_o} \right) + 11 \right]^2}$$

Donde:

- $P_d$  = precipitación diaria (mm)
- $P_o$  = umbral de escorrentía (mm)

Para tener en cuenta la no uniformidad espacial de la lluvia, debe aplicarse un coeficiente de reducción areal en el caso en el que la superficie de la cuenca sea mayor de 1 km<sup>2</sup>. Este coeficiente se obtiene a partir de la siguiente expresión:

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

Siendo "A" la superficie de la cuenca en km<sup>2</sup>.



## 4.2. CURVAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA

En este apartado se va a proceder a la obtención tanto de la curva IDF de Témez, como la curva IDF propuesta por Salas (2005) para posteriormente poder compararlas y ver cual se ajusta mejor.

La obtención de las dos curvas se debe a que los tiempos de concentración son de muy corta duración, además de que el sistema hidrológico está formado de subcuencas e intercuencas de pequeña extensión. Una vez comparadas las curvas para cada periodo de retorno, se decidirá cual se ajusta mejor mediante gráficos de dispersión, y así, posteriormente, calcular los caudales de crecida.

### 4.2.1. Curva IDF Témez (1978)

La curva Intensidad-Duración-Frecuencia de Témez tiene la siguiente expresión:

$$\frac{i_t}{i_d} = \left( \frac{i_1}{i_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Siendo:

- $i_t$  = intensidad media de la tormenta de diseño, en mm/h, para un período de retorno T (I en la ecuación de caudal pico del método Racional)
- $i_d$  = intensidad media diaria, en mm/h, para período de retorno T
- $i_1$  = intensidad media de la tormenta de 1 hora de duración, en mm/h, para período de retorno T
- $t$  = duración de la tormenta de diseño, igual al tiempo de concentración, en horas

La intensidad media de precipitación representa el valor medio de la precipitación caída sobre la cuenca según el periodo de retorno considerado y en función del tiempo de duración de la misma, el cual se suele tomar como el tiempo de concentración de la cuenca. Témez comprobó que existe una afinidad entre las curvas correspondientes a distintos períodos de retorno, para cada estación, expresada de forma adimensional dando lugar a la siguiente expresión

$$i_d = P'_d / 24$$

Siendo esta expresión característica de cada estación y de la pluviometría.



Los resultados obtenidos mediante la expresión de la curva IDF de Témez son los siguientes:

	T10	T25	T50	T100	T200	T500
<b>SC1</b>	47,87	84,28	121,76	155,45	192,50	225,85
<b>SC2</b>	40,75	71,75	103,65	132,33	163,87	192,26
<b>SC3</b>	43,51	76,61	110,67	141,29	174,97	205,28
<b>SC4</b>	60,85	107,13	154,77	197,60	244,69	287,08
<b>SC5</b>	45,29	79,74	115,20	147,07	182,12	213,68
<b>SC6</b>	45,06	79,33	114,60	146,31	181,18	212,58
<b>SC7</b>	46,40	81,69	118,02	150,67	186,58	218,90
<b>SC8</b>	52,04	91,62	132,37	168,99	209,27	245,53
<b>IC1</b>	95,58	168,27	243,11	310,37	384,34	450,93
<b>IC2</b>	92,14	162,21	234,35	299,19	370,50	434,69
<b>IC3</b>	68,30	120,24	173,72	221,78	274,64	322,22
<b>IC4</b>	86,99	153,15	221,25	282,46	349,78	410,39
<b>IC5</b>	95,17	167,54	242,05	309,02	382,66	448,96
<b>IC6</b>	112,88	198,74	287,11	366,56	453,91	532,56
<b>IC7</b>	72,15	127,02	183,51	234,28	290,12	340,38
<b>IC8</b>	58,22	102,49	148,07	189,04	234,09	274,64
<b>ICS1</b>	119,62	210,60	304,26	388,44	481,02	564,35
<b>ICS2</b>	129,87	228,64	330,32	421,72	522,22	612,70

**TABLA 4.1.** Intensidad media obtenida mediante la curva IDF Témez para distintos períodos de retorno

#### 4.2.2. Curva IDF Salas (2005)

Salas (2005) y Salas y Fernández (2006) replantearon la formulación de Témez. Hicieron Un estudio utilizando todas las estaciones dotadas de pluviógrafo existentes en la España peninsular, ya que estas tienen registrados valores de la cantidad de agua caída en intervalos de tiempo, con lo que se tiene una información muy realista de la intensidad de la precipitación a lo largo del episodio de lluvias. Así, obtuvieron una nueva formulación basada en la recogida en la Instrucción 5.2-IC, pero con algunas modificaciones.



$$I_t = I_{24} \cdot \left( \frac{I_1}{I_{24}} \right)^{\frac{24^\alpha - t^\alpha}{24^\alpha - 1}} \cdot h(T)$$

Siendo:

- $I_{24}$  = intensidad media diaria, en mm/h ( $I_{24}=P_{\text{diaria}}/24$ )
- $I_1$  = intensidad media en la hora más lluviosa de ese día.
- $t$  = período de tiempo (horas) para el que se quiere evaluar la intensidad.
- $I_t$  = intensidad media en el período  $t$ .
- $T$  = período de retorno al que se refiere la intensidad diaria  $I_{24}$
- $\alpha$  = Valor que leemos en el mapa 4.2.2.4
- $h(T)$  = función relacionada con el periodo de retorno  $T$  estudiado y condicionada según la ubicación geográfica de la cuenca y que se calcula por cuatro formulaciones:
  - Para duraciones de precipitación cortas ( $t < 1h$ ), si la cuenca está en Zona 1:
$$h(T) = -0.0004 * (\ln(T))^2 + 0.0092 * \ln(T) + 1.0044$$
  - Para duraciones de precipitación cortas ( $t < 1h$ ), si la cuenca está en Zona 2:
$$h(T) = -0.007 * (\ln(T))^2 + 0.1066 * \ln(T) + 0.9086$$
  - Para duraciones de precipitación largas ( $t > 1h$ ), si la cuenca está en Zona 1:
$$h(T) = 0.0012 * (\ln(T))^2 - 0.0136 * \ln(T) + 1.0218$$
  - Para duraciones de precipitación largas ( $t > 1h$ ), si la cuenca está en Zona 2:
$$h(T) = -0.0037 * (\ln(T))^2 + 0.055 * \ln(T) + 0.9536$$





ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

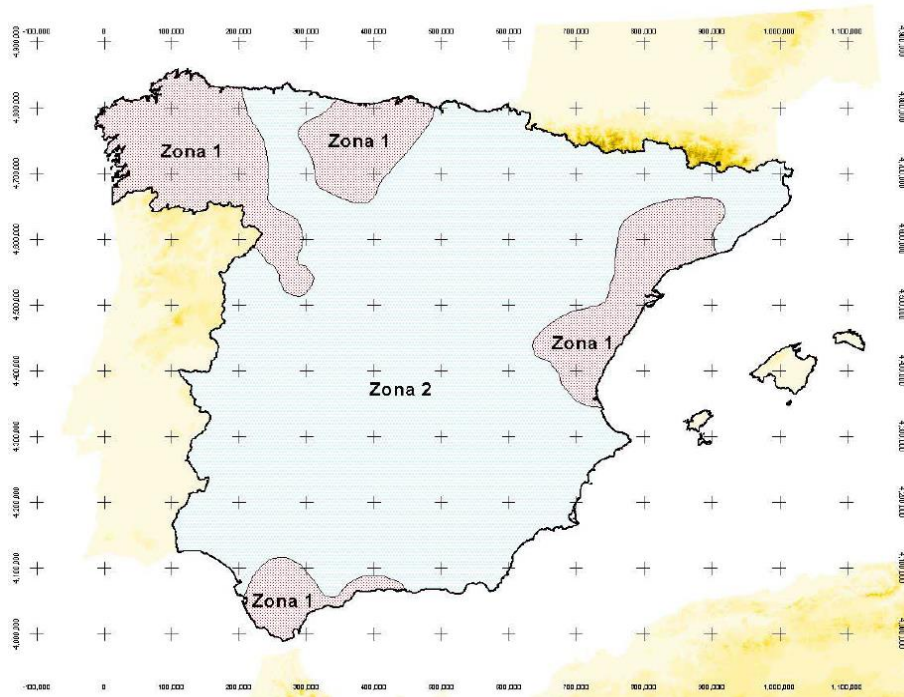


FIGURA 4.1. Mapa para obtención  $h(T)$  de intensidades de precipitación de larga duración

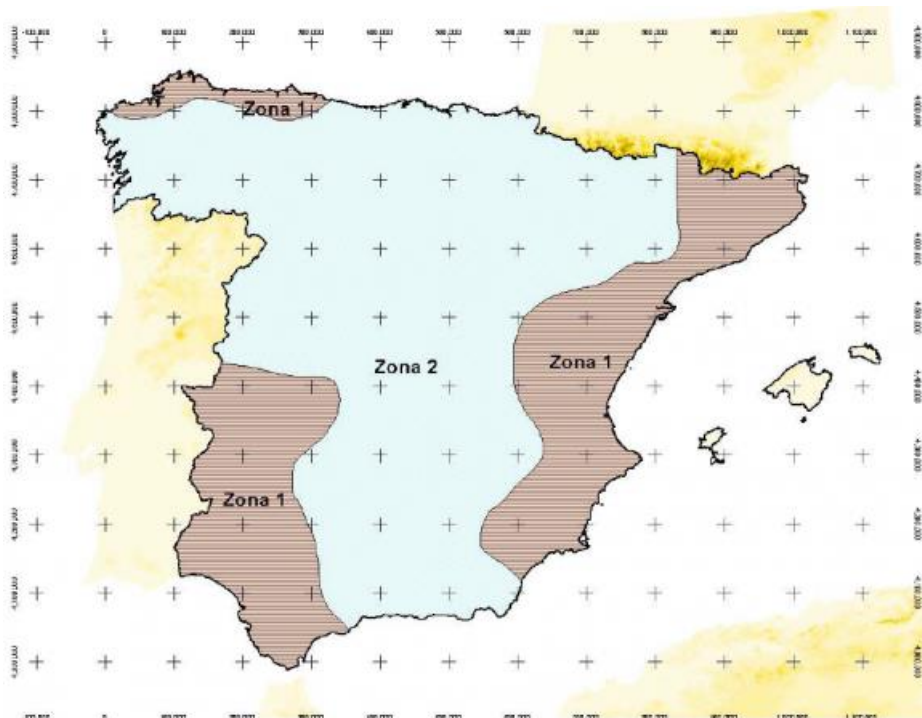
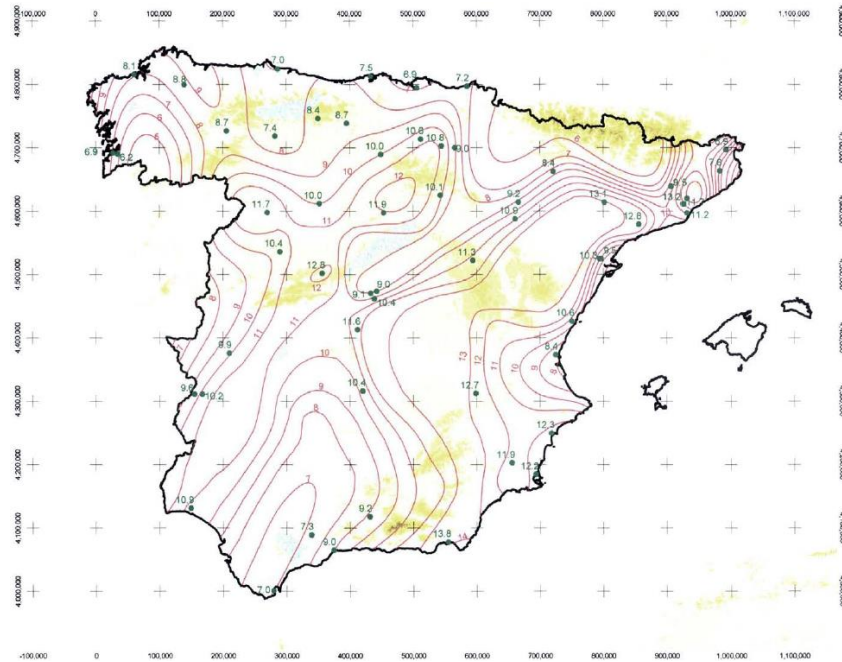


FIGURA 4.2. Mapa para obtención  $h(T)$  de intensidades de precipitación de corta duración

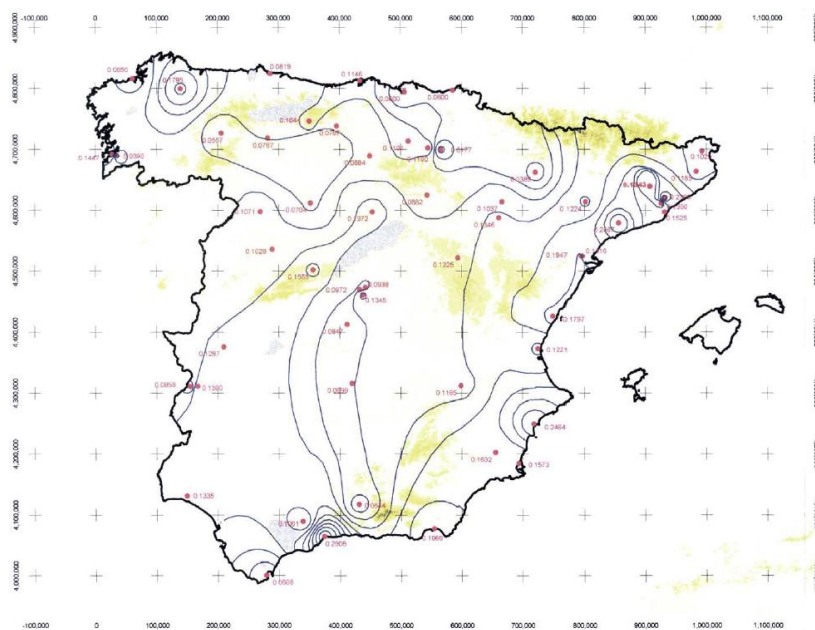
## ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

La relación entre intensidades ( $I_1/I_{24}$ ) se asemeja a la del método racional, y se consulta en el siguiente mapa:



**FIGURA 4.3.** Mapa de intensidad de precipitación, isolineas.

El coeficiente,  $\alpha$ , también depende de la localización geográfica de la cuenca, y se obtiene consultando el siguiente mapa.



**FIGURA 4.4.** Intensidad de precipitación coeficiente  $\alpha$



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

Se calculan como bien se ha mencionado en la metodología el parámetro  $\alpha$ , según el mapa correspondiente tiene un valor de  $\alpha = 0.15$ .

A continuación se estima la relación  $(I_1/I_{24})$  mediante el mapa 4.3., que en nuestro caso tiene un valor de  $I_1/I_{24}=11.1$ .

En cuanto a la  $h(T)$ , situando nuestro municipio en la zona uno, tanto en el mapa 4.1. para tiempos de concentración mayores a una hora como en el mapa 4.2. para tiempos de concentración menores a una hora se obtienen los siguientes resultados de la tabla:

h(T)	10	25	50	100	200	500
t<1hora	1,02346302	1,02986919	1,03426904	1,03828453	1,04191565	1,04612585
t>1hora	0,99684712	0,99045668	0,9869612	0,9846188	0,98342948	0,98362695

Aplicando la fórmula de Salas para el cálculo de la intensidad media para un tiempo de concentración dado, se obtienen las siguientes intensidades:

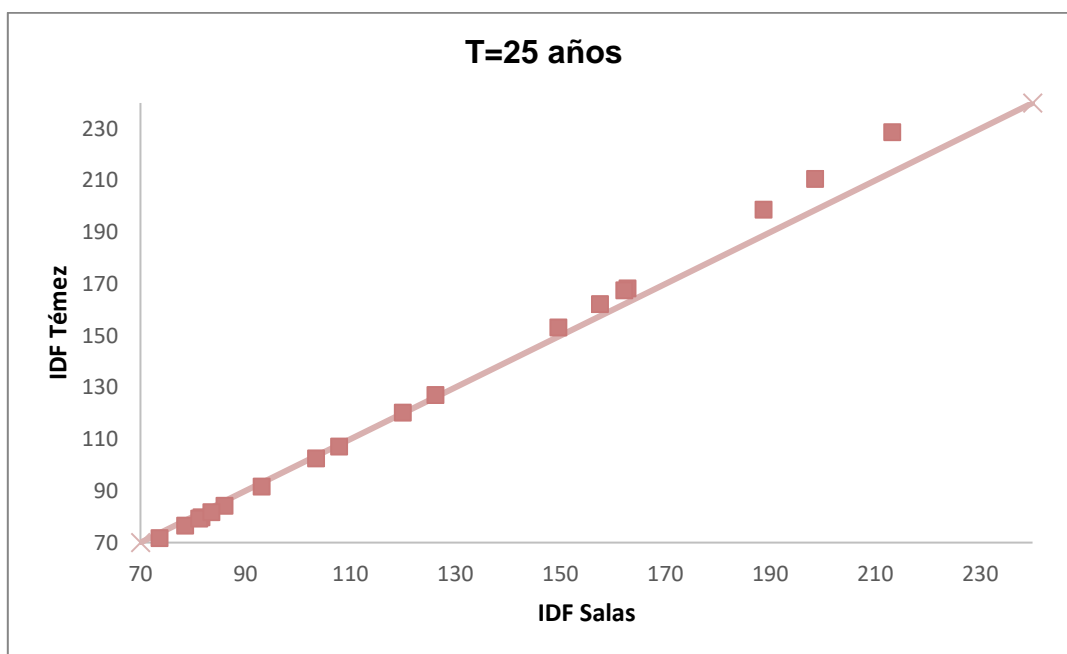
	T10	T25	T50	T100	T200	T500
<b>SC1</b>	48,55	86,00	124,77	159,92	198,72	234,09
<b>SC2</b>	41,57	73,64	106,84	136,92	170,15	200,44
<b>SC3</b>	44,31	78,50	113,89	145,97	181,39	213,68
<b>SC4</b>	60,85	107,80	156,41	200,46	249,11	293,45
<b>SC5</b>	46,05	81,57	118,35	151,68	188,49	222,04
<b>SC6</b>	45,82	81,17	117,76	150,93	187,56	220,94
<b>SC7</b>	47,12	83,48	121,11	155,22	192,89	227,22
<b>SC8</b>	52,55	93,09	135,06	173,10	215,11	253,39
<b>IC1</b>	91,91	162,81	236,22	302,75	376,22	443,18
<b>IC2</b>	88,94	157,55	228,59	292,97	364,06	428,87
<b>IC3</b>	67,73	119,99	174,09	223,12	277,26	326,61
<b>IC4</b>	84,45	149,61	217,06	278,20	345,70	407,24
<b>IC5</b>	91,55	162,18	235,30	301,57	374,75	441,46
<b>IC6</b>	106,51	188,69	273,77	350,87	436,01	513,62
<b>IC7</b>	71,24	126,20	183,10	234,66	291,60	343,51
<b>IC8</b>	58,39	103,44	150,07	192,34	239,01	281,56
<b>ICS1</b>	112,07	198,53	288,04	369,17	458,75	540,41
<b>ICS2</b>	120,38	213,26	309,41	396,55	492,77	580,49

TABLA 4.2. Intensidad media obtenida mediante la curva IDF Salas para distintos períodos de retorno



### 4.2.3. Comparación de resultados IDF Salas (2005)- IDF Témez (1978)

En este apartado se van a comparar los resultados obtenidos de las curvas intensidad duración y frecuencia de Salas (2005) y Témez (1978), con el fin de obtener los caudales pico de crecidas en el sistema hidrológico objeto de estudio. Para ello, se han realizado los gráficos correspondientes a los períodos de retorno de 25, 100 y 500 años, donde el eje de abcisas corresponde a los datos obtenidos mediante la curva IDF de Salas, mientras que los de Témez están en el eje de ordenadas.



**GRÁFICO 4.1.** Comparación de las IDF para un período de retorno de 25 años.

T25	Tc	IDF Témez	IDF Salas	T25	Tc	IDF Témez	IDF Salas
SC1	0,66812716	84,28	86,00	IC2	0,20369425	162,21	157,55
SC2	0,84053397	71,75	73,64	IC3	0,35685661	120,24	119,99
SC3	0,78564117	76,61	78,50	IC4	0,22742908	153,15	149,61
SC4	0,43942278	107,13	107,80	IC5	0,19136578	167,54	162,18
SC5	0,73421685	79,74	81,57	IC6	0,13667403	198,74	188,69
SC6	0,74028848	79,33	81,17	IC7	0,32278337	127,02	126,20
SC7	0,70470315	81,69	83,48	IC8	0,4753973	102,49	103,44
SC8	0,57856321	91,62	93,09	ICS1	0,12159083	210,60	198,53
IC1	0,18975099	168,27	162,81	ICS2	0,10277511	228,64	213,26

**TABLA 4.3.** Comparación de las IDF para un período de retorno de 25 años.



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

Para un periodo de retorno de 25 años, los resultados para Téméz son inferiores para tiempos de concentración mayores, mientras que son ligeramente superiores para tiempos de concentración pequeños como los de las intercuenas (a excepción de la intercuenca 8 que tiene un tiempo de concentración más elevado)

A continuación, se comparan los valores para tiempos de retorno 100 y 500 años

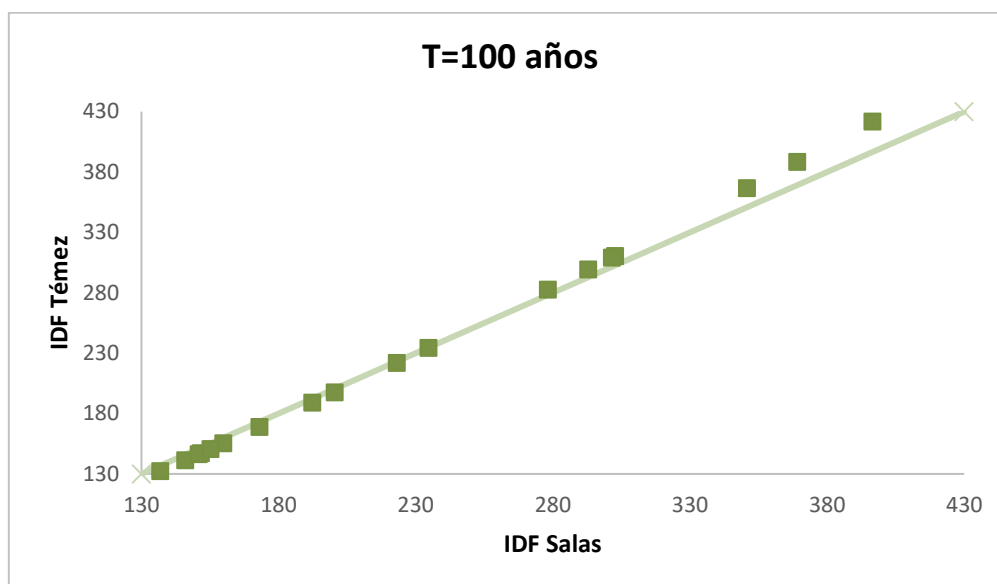


GRÁFICO 4.2. Comparación de las IDF para un período de retorno de 100 años.

T100	Tc	IDF Téméz	IDF Salas	T100	Tc	IDF Téméz	IDF Salas
SC1	0,66812716	155,45	159,92	IC2	0,20369425	299,19	292,97
SC2	0,84053397	132,33	136,92	IC3	0,35685661	221,78	223,12
SC3	0,78564117	141,29	145,97	IC4	0,22742908	282,46	278,20
SC4	0,43942278	197,60	200,46	IC5	0,19136578	309,02	301,57
SC5	0,73421685	147,07	151,68	IC6	0,13667403	366,56	350,87
SC6	0,74028848	146,31	150,93	IC7	0,32278337	234,28	234,66
SC7	0,70470315	150,67	155,22	IC8	0,4753973	189,04	192,34
SC8	0,57856321	168,99	173,10	ICS1	0,12159083	388,44	369,17
IC1	0,18975099	310,37	302,75	ICS2	0,10277511	421,72	396,55

TABLA 4.4. Comparación de las IDF para un período de retorno de 25 años.



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

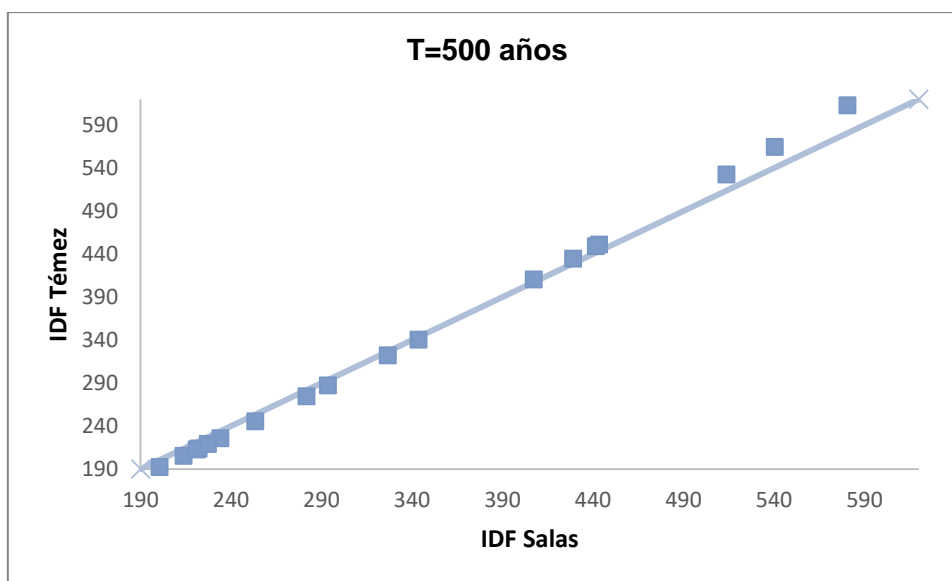


GRÁFICO 4.3. Comparación de las IDF para un período de retorno de 500 años.

T500	Tc	IDF Témez	IDF Salas	T500	Tc	IDF Témez	IDF Salas
SC1	0,66812716	225,85	234,09	IC2	0,20369425	434,69	428,87
SC2	0,84053397	192,26	200,44	IC3	0,35685661	322,22	326,61
SC3	0,78564117	205,28	213,68	IC4	0,22742908	410,39	407,24
SC4	0,43942278	287,08	293,45	IC5	0,19136578	448,96	441,46
SC5	0,73421685	213,68	222,04	IC6	0,13667403	532,56	513,62
SC6	0,74028848	212,58	220,94	IC7	0,32278337	340,38	343,51
SC7	0,70470315	218,90	227,22	IC8	0,4753973	274,64	281,56
SC8	0,57856321	245,53	253,39	ICS1	0,12159083	564,35	540,41
IC1	0,18975099	450,93	443,18	ICS2	0,10277511	612,70	580,49

TABLA 4.5. Comparación de las IDF para un período de retorno de 500 años.

Como se observa el comportamiento de las curvas IDF es el mismo que el explicado anteriormente en el gráfico de T=25 años.

Por todo ello parece recomendable asumir los valores de la curva intensidad frecuencia duración de Salas (2005) en el cálculo de los caudales.



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

	$P(d)_T$ (mm)	$K_A$	$i(Tc)_T$ (mm/h)	$K$	$C_T$	$Qp_T$ (m <sup>3</sup> /s)
SC1	143,3	1,00	86,0	1,04	0,482	7,71
SC2	143,3	0,98	73,6	1,05	0,516	25,70
SC3	143,3	1,00	78,5	1,05	0,596	12,91
SC4	143,3	1,00	107,8	1,02	0,644	5,16
SC5	143,3	1,00	81,6	1,05	0,606	13,43
SC6	143,3	1,00	81,2	1,05	0,598	14,27
SC7	143,3	1,00	83,5	1,04	0,521	8,70
SC8	143,3	1,00	93,1	1,03	0,389	9,78
IC1	143,3	1,00	162,8	1,01	0,512	1,82
IC2	143,3	1,00	157,6	1,01	0,348	0,81
IC3	143,3	1,00	120,0	1,02	0,390	2,87
IC4	143,3	1,00	149,6	1,01	0,531	4,29
IC5	143,3	1,00	162,2	1,01	0,619	1,02
IC6	143,3	1,00	188,7	1,01	0,630	0,70
IC7	143,3	1,00	126,2	1,02	0,415	1,43
IC8	143,3	1,00	103,4	1,03	0,424	1,88
ICS1	143,3	1,00	198,5	1,01	0,491	0,81
ICS2	143,3	1,00	213,3	1,00	0,607	1,88

TABLA 4.6. Caudales pico con la IDF de Salas (2005) para un periodo de retorno de 25 años.

	$P(d)_T$ (mm)	$K_A$	$i(Tc)_T$ (mm/h)	$K$	$C_T$	$Qp_T$ (m <sup>3</sup> /s)
SC1	264,2	1,00	159,9	1,04	0,687	20,45
SC2	264,2	0,98	136,9	1,05	0,717	66,31
SC3	264,2	1,00	146,0	1,05	0,779	31,38
SC4	264,2	1,00	200,5	1,02	0,814	12,11
SC5	264,2	1,00	151,7	1,05	0,786	32,41
SC6	264,2	1,00	150,9	1,05	0,781	34,63
SC7	264,2	1,00	155,2	1,04	0,720	22,38
SC8	264,2	1,00	173,1	1,03	0,602	28,15
IC1	264,2	1,00	302,8	1,01	0,713	4,71
IC2	264,2	1,00	293,0	1,01	0,562	2,43
IC3	264,2	1,00	223,1	1,02	0,603	8,26
IC4	264,2	1,00	278,2	1,01	0,729	10,93
IC5	264,2	1,00	301,6	1,01	0,796	2,43
IC6	264,2	1,00	350,9	1,01	0,804	1,66
IC7	264,2	1,00	234,7	1,02	0,627	4,02
IC8	264,2	1,00	192,3	1,03	0,635	5,24
ICS1	264,2	1,00	369,2	1,01	0,695	2,14
ICS2	264,2	1,00	396,5	1,00	0,787	4,53

TABLA 4.7. Caudales pico con la IDF de Salas (2005) para un periodo de retorno de 100 años.



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

	$P(d)_T$ (mm)	$K_A$	$i(Tc)_T$ (mm/h)	$K$	$C_T$	$Q_{pT}$ (m <sup>3</sup> /s)
SC1	383,9	1,00	234,1	1,04	0,790	34,42
SC2	383,9	0,98	200,4	1,05	0,813	110,16
SC3	383,9	1,00	213,7	1,05	0,860	50,72
SC4	383,9	1,00	293,4	1,02	0,885	19,29
SC5	383,9	1,00	222,0	1,05	0,866	52,24
SC6	383,9	1,00	220,9	1,05	0,862	55,93
SC7	383,9	1,00	227,2	1,04	0,816	37,11
SC8	383,9	1,00	253,4	1,03	0,720	49,24
IC1	383,9	1,00	443,2	1,01	0,810	7,83
IC2	383,9	1,00	428,9	1,01	0,684	4,34
IC3	383,9	1,00	326,6	1,02	0,721	14,44
IC4	383,9	1,00	407,2	1,01	0,823	18,06
IC5	383,9	1,00	441,5	1,01	0,872	3,90
IC6	383,9	1,00	513,6	1,01	0,878	2,65
IC7	383,9	1,00	343,5	1,02	0,740	6,95
IC8	383,9	1,00	281,6	1,03	0,748	9,02
ICS1	383,9	1,00	540,4	1,01	0,796	3,59
ICS2	383,9	1,00	580,5	1,00	0,866	7,30

TABLA 4.8. Caudales pico con la IDF de Salas (2005) para un periodo de retorno de 500 años.





## **5. CÁLCULO HIDRÁULICO DEL DRENAJE TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA VARIANTE.**

Se va a realizar el estudio del drenaje longitudinal y transversal para conseguir un buen funcionamiento de la carretera objeto de este estudio, y así dar continuidad a los cauces de agua atravesados por el trazado de la vía y la evacuación de los caudales recogidos en ésta mediante el pertinente drenaje longitudinal. El drenaje de los caudales vertientes a la variante se calculará mediante el drenaje por inundación externa, mientras que el generado por episodios pluviales, recogidos tanto en las intercuenas como en el trazado de la carretera se calculará mediante el drenaje de inundación interna.

A continuación, explicaremos la metodología y los cálculos hidráulicos necesarios para la definición de las obras de drenaje que tendremos en la variante.

- Información empleada

En cuanto a la información empleada se ha dispuesto de la planta, el perfil longitudinal y el perfil transversal de la variante de estudio, además de la orografía del terreno.

Para el cálculo de los caudales que discurren por las obras de drenaje transversal y longitudinal, así como para el cálculo y dimensionamiento de estas, se ha seguido la Instrucción 5.2-IC "drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras" (2016).

- Fundamentos, hipótesis y condicionantes de diseño

El cálculo hidráulico se realiza con las ecuaciones de régimen estacionario unidimensional del flujo en lámina libre, asumiendo régimen uniforme y verificando tanto la idoneidad de los resguardos como la adecuación a las condiciones de contorno hidráulico-geométricas en todos los elementos diseñados.

El diseño de los conductos está evidentemente condicionado a la geometría en planta y alzado de la variante (en dirección de las pendientes favorables, alturas de terraplén disponibles,...)

La estimación de los caudales de inundación interna (caudales generados en la plataforma de la carretera) está sujeta a las restricciones y metodologías impuestas por la instrucción 5.2-IC "drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras" (2016).

Pese a que en la instrucción, en el apartado 1.3.2 Caudal de proyecto, insta a que los caudales de diseño de las obras de drenaje deben calcularse para período de retorno 100 años los de inundación externa y 25 años los de inundación interna, se asume, por coherencia con la hipótesis de simultaneidad retorno 100 años para ambos. En cualquier



caso, esta hipótesis de cálculo implica un mayor margen de holgura en el diseño de las conducciones.

En el cálculo de los caudales de diseño, de todos los elementos de drenaje (tanto transversales como longitudinales), se asume la coincidencia temporal en los caudales punta de los hidrogramas de crecida de los elementos del sistema vertientes a cada obra de drenaje.

Ello es estrictamente falso salvo que en alguno de los casos se diera la coincidencia en los tiempos de concentración, y supone una sobreestimación de los caudales. En cualquier caso, esta hipótesis de cálculo implica un mayor margen de holgura en el diseño de las conducciones.

### 5.1. ESQUEMA

La variante de estudio tiene unas características que pueden consultarse en “*ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA) ALTERNATIVA NORTE. DISEÑO GEOMÉTRICO*”. De este documento se ha obtenido el perfil longitudinal de la variante, así como la planta del mismo. Con estos dos planos podemos hacer un prediseño de la situación de cada obra de drenaje.

Para obtener el drenaje transversal debemos tener en cuenta varios aspectos:

- Primero debemos definir un drenaje transversal donde haya un cauce definido (señalados en rojo en la figura 5.1.). Tras esto, se observa el perfil longitudinal de la figura 5.1.1. para determinar las posiciones en las que se encuentran estos puntos. En los desagües de las subcuencas SC5, SC6 y SC8 el agua se desalojará por debajo de los puentes, cuyo estudio hidráulico de las obras de ingeniería fluvial para la protección del puente se puede consultar en “*ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA) ALTERNATIVA NORTE. HIDRÁULICA Y AFECCIÓN A CAUCES*”.
- El caudal que debe desalojar cada obra de drenaje transversal (ODT) se obtiene mediante la suma de los caudales provenientes de las obras de drenaje longitudinal (ODL) y del caudal proveniente del cauce de la subcuenca correspondiente.

A la hora de obtener el caudal que desalojará en cada ODT, debemos seguir una serie de premisas:

- La pendiente longitudinal de la carretera será la que nos marque el sentido de las ODLs que desagüen en cada ODT.

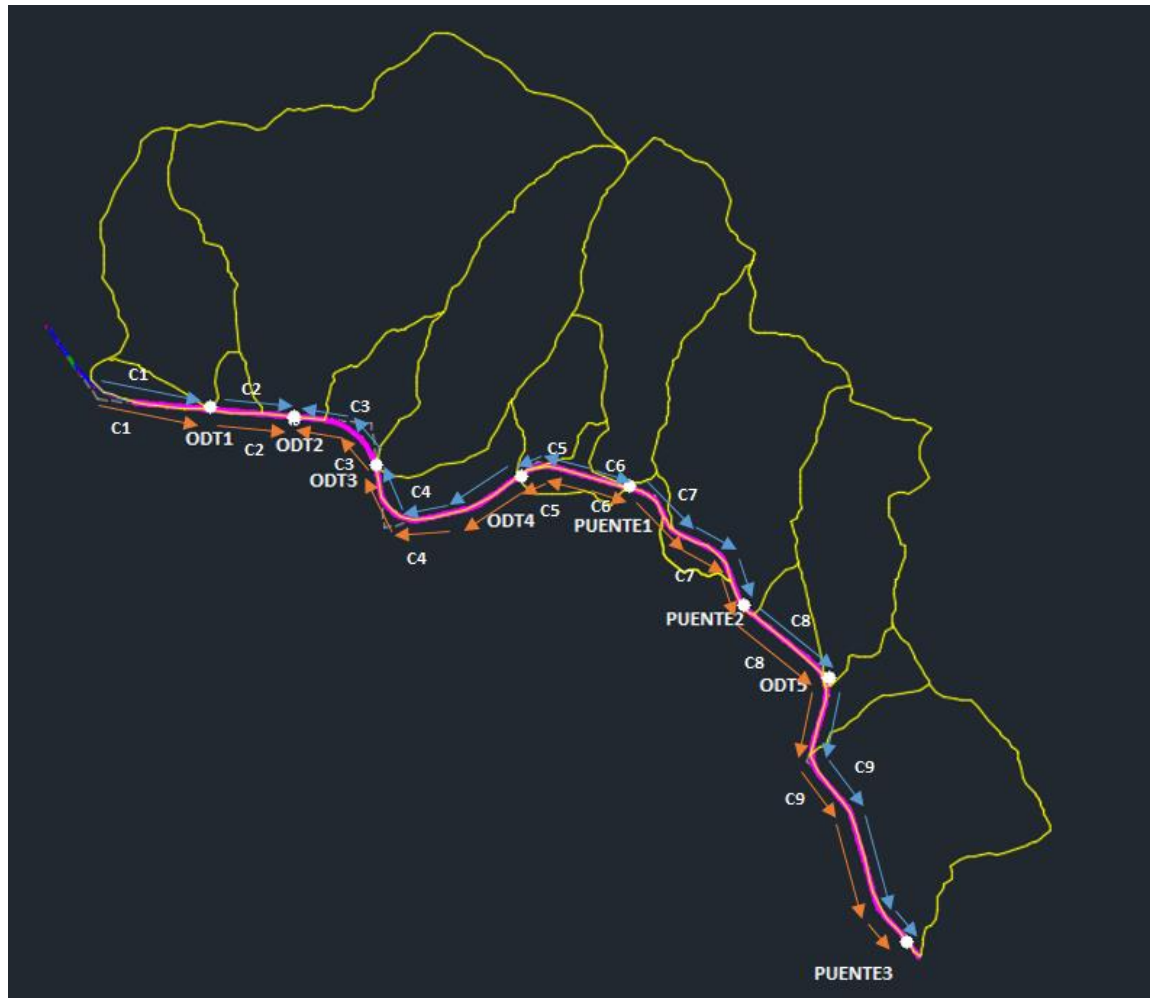


- Dado que las intercuenas no tienen un cauce definido, su caudal se debe repartir entre las ODTs más cercanas, mediante cunetas, teniendo en cuenta la primera premisa y la cantidad de agua que desaloja cada ODT.
- La escorrentía que se genera en la plataforma de la carretera tiene un flujo difuso siguiendo la pendiente del bombeo que se haya determinado en el diseño geométrico de la misma. Este caudal se transportará mediante cunetas hacia la ODT más próxima teniendo en cuenta la primera premisa.

Por otro lado, para obtener el drenaje longitudinal de nuestra variante tendremos en cuenta lo siguiente:

- Dispondremos cunetas a lo largo de nuestra variante, en ambos márgenes de ésta, tanto en zonas de desmonte como en zonas de terraplén, de manera que las cunetas sigan la pendiente de la misma.
- Las ODLs desaguarán siempre que lo permita la pendiente longitudinal de la carretera, en la ODT más cercana, la cual debe poder asumir este aporte sin colmatarse.
- Tendremos en cuenta el bombeo de la carretera en las curvas para saber el destino de la escorrentía generada en la plataforma.

Dadas estas premisas, y apoyándonos en el perfil longitudinal de la carretera, podemos prediseñar un esquema en planta de la disposición de las cunetas, así como del destino que seguirá el agua que circule por ellas. En este esquema, que mostramos en la figura 5.1., denominamos margen izquierda a la zona sur de la variante, mientras que la zona norte será la margen derecha.



- FIGURA 5.1. ODT, ODL y Puentes

En el esquema podemos ver los siguientes puntos característicos:

- ODT 1: es el caudal proveniente de la subcuenca 1, además de la intercuenca 1 y del tramo de la plataforma, ambas recogidas mediante la ODL C1. Esta ODT se situará en el P.K 5+771,40
- ODT 2: es el caudal proveniente de la subcuenca 2, además de la intercuenca 2 y 3, así como el tramo de la plataforma, recogidas mediante la ODL C2 y C3. Esta ODT se situará en el P.K. 5+424,58.
- ODT 3: es el caudal proveniente de la subcuenca 3, además de la intercuenca 4 y del tramo de la plataforma, ambas recogidas mediante la ODL C4. Esta ODT se situará en el P.K. 4+763,77.



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

- ODT 4: es el caudal proveniente de la subcuenca 4, además parte de la intercuenca 5 y del tramo de la plataforma, ambas recogidas mediante la ODL C5. Esta ODT se situará en el P.K. 3+773,87.
- Puente 1: recogerá el caudal proveniente de la subcuenca 5, además parte de la intercuenca 5 y del tramo de la plataforma, ambas recogidas mediante la ODL C6. El puente se sitúa entre los P.K. 3+114,19 y 3+269,44.
- Puente 2: recogerá el caudal proveniente de la subcuenca 5, además parte de la intercuenca 5 y del tramo de la plataforma, ambas recogidas mediante la ODL C6.. El puente se sitúa entre los P.K. 2+154,22 y 2+283,2.
- ODT 5: es el caudal proveniente de la subcuenca 1, además de la intercuenca 1 y del tramo de la plataforma, ambas recogidas mediante la ODL C1. Esta ODT se situará en el P.K. 1+637,31.
- Puente 3: recogerá el caudal proveniente de la subcuenca 8, además de la intercuenca 8 y del tramo de la plataforma, ambas recogidas mediante la ODL C9.

Como se puede ver en el esquema anterior, podemos dividir las obras de drenaje en 18 tramos de cunetas dispuestos en ambas márgenes (A margen derecha, B margen izquierda), que se resumen en la siguiente tabla:

	<b>Pkinicio</b>	<b>Pkfinal</b>	<b>Subcuencas afectadas</b>
<b>C1A</b>	6+410,18	5+771,40	IC1+plataf
<b>C1B</b>	6+410,18	5+771,40	plataf
<b>C2A</b>	5+771,40	5+424,58	IC2+plataf
<b>C2B</b>	5+771,40	5+424,58	plataf
<b>C3A</b>	5+424,58	4+763,77	IC3+plataf
<b>C3B</b>	5+424,58	4+763,77	IC3+plataf
<b>C4A</b>	4+763,77	3+773,87	IC4+plataf
<b>C4B</b>	4+763,77	3+773,87	plataf
<b>C5A</b>	3+773,87	3+418	75%IC5+plataf
<b>C5B</b>	3+773,87	3+418	85%ISC1+plataf
<b>C6A</b>	3+418	3+269,44	25%IC5+plataf
<b>C6B</b>	3+418	3+332,70	15%ISC1+plataf
<b>C7A</b>	3+114,19	2+823,2	IC6+plataf
<b>C7B</b>	3+190,6	2+823,2	ICS2+plataf
<b>C8A</b>	2+154,22	1+637,31	IC7+plataf
<b>C8B</b>	2+154,22	1+637,31	plataf
<b>C9A</b>	1+637,31	0+000	IC8+plataf
<b>C9B</b>	1+637,31	0+000	plataf

**Tabla 5.1.** Esquema analítico de las cunetas



Dado que las cuencas tienen características diferentes, el parámetro “tiempo al pico” será diferente para cada cuenca. Es por esto por lo que el caudal pico de las cuencas no coincidirá en el tiempo, demostrando de esta manera el sobredimensionamiento de las obras de drenaje. Para tener en cuenta esta situación, deberíamos escoger el valor de máximo caudal de las combinaciones de las cuencas, pero para quedarnos del lado de la seguridad, mantenemos el valor de caudal pico de cada cuenca.

## 5.2. CAUDALES DE DISEÑO

La instrucción 5.2-IC de marzo de 2016 establece el empleo de los caudales pico para un periodo de retorno de 100 años para el cálculo de las ODTs, y de 25 años para las ODLs, pero como ya se ha justificado al principio del capítulo 5, vamos a utilizar únicamente los caudales pico de período de retorno 100 tanto en las obras de drenaje transversal como longitudinal. En la siguiente tabla se muestran dichos caudales empleados:

	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)
SC1	20,4
SC2	66,3
SC3	31,4
SC4	12,1
SC5	32,4
SC6	34,6
SC7	22,4
SC8	28,1
IC1	4,7
IC2	2,4
IC3	8,3
IC4	10,9
IC5	2,4
IC6	1,7
IC7	4,0
IC8	5,2
ICS1	2,1
ICS2	4,5

**TABLA 5.2.** Caudales en cada cuenca del sistema con periodo de retorno de 100

Dado que las cuencas tienen características diferentes, el parámetro “tiempo al pico” será diferente para cada cuenca. Es por esto por lo que el caudal pico de las cuencas no coincidirá en el tiempo, demostrando de esta manera el sobredimensionamiento de las obras de drenaje. Para tener en cuenta esta situación, deberíamos escoger el valor de máximo caudal de las combinaciones de las cuencas, pero para quedarnos del lado de la seguridad, mantenemos el valor de caudal pico de cada cuenca.



Una vez obtenida la situación geométrica de cada una de las obras de drenaje y conocemos qué subcuencas están afectadas por cada una de ellas, podemos proceder a calcular el caudal que drenarán estas a fin de poder dimensionarlas. Para ello, diferenciamos entre la escorrentía superficial que se produce en la plataforma y la que se produce en el sistema hidrológico.

### **5.2.1. Caudal de diseño de Tabla plataforma**

Tal y como estipula la instrucción 5.2-IC de marzo de 2016, utilizaremos el método racional para calcular los caudales generados como escorrentía superficial sobre la plataforma.

Como ya se ha mencionado anteriormente, aunque en la instrucción estipule que se debe calcular para un período de retorno de 25 años, se calculará para  $T = 100$  años, en cualquier caso esta hipótesis de cálculo implica un mayor margen de holgura en el diseño de las conducciones. La fórmula para calcular el caudal es la siguiente

$$Q_T = \frac{C * K_t * A * I(T, t_c)}{3.6}$$

Donde:

- $Q_T$  es el caudal, en  $m^3/s$ , máximo anual correspondiente al periodo de retorno  $T$ , en el punto de desagüe.
- $C$  es el coeficiente adimensional medio de escorrentía de la cuenca o superficie considerada. La fórmula es la siguiente:

$$C = \frac{\left(\frac{P_d * K_A}{P_0} - 1\right) * \left(\frac{P_d * K_A}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_d * K_A}{P_0} + 11\right)^2}$$

Donde:

- $P_d$  en mm es la precipitación diaria correspondiente al periodo de retorno  $T$  considerado.
- $K_A$  es el coeficiente adimensional reductor de la precipitación por área de la cuenca.
- $P_0$  en mm es el umbral de escorrentía. El cual se obtiene de la siguiente manera:

$$P_0 = P_0^i * \beta$$

Donde:



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

- $P_0^i$  en mm es el valor inicial del umbral de escorrentía, en este caso tiene el valor de 1 mm debido a que el uso de suelo es una red viaria.
- $\beta$  es un coeficiente adimensional corrector del umbral de escorrentía. El cual, para calcular el drenaje de la plataforma se debe aplicar el producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía por un factor dependiente del periodo de retorno T, con la siguiente fórmula:

$$\beta^{PM} = \beta_m * F_t$$

Donde:

- $\beta_m$  es un factor adimensional, y toma el valor medio en la región, del coeficiente corrector del umbral de escorrentía. En nuestro caso, al hallarnos en la región 822, este factor toma el valor de 2.40.
- ❖ En la zona objeto de estudio se ubica en la región 822, a la cual, según la tabla 2.5 de la instrucción 5.2-IC "drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras" (2016). Le corresponde un valor para el factor regional  $\beta_m$  de 2.4. Sin embargo, en la citada tabla no tiene asignados valores para el coeficiente  $F_t$  para retornos superiores a 25 años. No obstante, el mapa de discretización en regiones recogida en la figura 2.9 de la dicha instrucción permite comparar el resultado del producto de ambos coeficientes con el mapa de isolíneas de coeficiente corrector del umbral de escorrentía recogido en la anterior instrucción 5.2 IC "drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras" (MOPU, 1990) y la posterior corrección del mismo realizada por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX 1996. La conclusión es clara: la tendencia en ambos casos es similar, con un incremento del coeficiente corrector del umbral de escorrentía de noroeste al sureste. Desde ese punto de vista, resulta consistente la coincidencia observada en el coeficiente corrector en las regiones 822 y 83 en los retornos iguales o inferiores a 25 por ello, parece razonable asumir los valores de la región 83 para los retornos 100 y 500 años como válidos para la región 822.
- $F_t$  es un factor adimensional función del periodo de retorno T. Dado que estamos calculando el caudal para un periodo de retorno de T=100 años, este factor toma un valor de 1.51.





- A es el área, en km<sup>2</sup>, de la cuenca o superficie drenada. Este área corresponde al tramo de cada cuneta, teniendo en cuenta que la mitad del área de la plataforma verterá a la margen derecha y la otra mitad a la margen izquierda.
- I(T,t<sub>c</sub>) es la intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y un intervalo de duración de aguacero igual al tiempo de concentración. Su fórmula es:

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

Donde:

- I(T,t) en mm/h es la intensidad de precipitación correspondiente a un periodo de retorno T y a una duración del aguacero t.
- I<sub>d</sub> en mm/h es la intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al periodo de retorno T. Cuya fórmula es:

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

Donde:

- I<sub>d</sub> en mm/h es la intensidad media diaria de precipitación cooregida correspondiente al periodo de retorno T
- P<sub>d</sub> en mm es la precipitación diaria correspondiente al oeriodo de retorno T
- K<sub>A</sub> es el factor reductor de la precipitación por área de la cuenca de valor:

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

$$\text{Si } A \geq 1 \text{ km}^2 \quad K_A = 1 - \frac{\log_{10} * A}{15}$$

Donde A es el área en km<sup>2</sup> de la cuenca.

- F<sub>int</sub> es el factor de intensidad, que depende de la duración del aguacero y del periodo de retorno. Se tomará el mayor valor de los obtenidos de entre los que se indican a continuación:

$$F_{int} = \text{máx}(F_a; F_b)$$



Donde:

- $F_a$  es un factor adimensional obtenido a partir del índice de torrencialidad ( $I_i/I_d$ ). De manera que:

$$F_a = \left(\frac{I_i}{I_d}\right)^{3.5287-2.5287*t^{0.1}}$$

Donde  $t$  es la duración del aguacero en horas

- $F_b$  es un coeficiente adimensional obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo. Se calcula del siguiente modo:

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

Donde:

- $I_{IDF}(T, t_c)$  es la intensidad de precipitación en mm/h correspondiente al periodo de retorno  $T$  y al tiempo de concentración obtenido a través de las curvas IDF del pluviógrafo.
- $I_{IDF}(T, 24)$  es la intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno  $T$  y a un tiempo de aguacero igual a 24 horas obtenido a través de las curvas IDF.
- $K_b$  es un factor adimensional que tiene en cuenta la relación entre la intensidad máxima anual en un periodo de 24 horas y la intensidad máxima anual diaria. En defecto de un cálculo específico se puede tomar  $k_b=1.13$ .

- $K_t$  es un coeficiente de uniformidad en la distribución temporal obtenido mediante la siguiente fórmula:

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14}$$

Donde:

- $K_t$ = coeficiente adimensional de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.



- $t_c$  es el tiempo de concentración de la cuenca en horas, en este caso de la plataforma, se debe calcular del modo que nos dicta la instrucción 5.2-IC para flujo difuso sobre el terreno. Este modo se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$t_{dif} = 2 * L_{dif}^{0.408} * n_{dif}^{0.312} * J_{dif}^{-0.209}$$

Donde:

- $t_{dif}$  en minutos, es el tiempo recorrido en flujo difuso sobre el terreno.
- $n_{dif}$  es un coeficiente adimensional de flujo difuso, de valor 0.015.
- $L_{dif}$  en metros, es la longitud de recorrido en flujo difuso.
- $J_{dif}$  es la pendiente media de la plataforma (adimensional).

En la siguiente tabla ofrecemos los caudales procedentes de la plataforma para cada tramo de cuneta:

	Qt(m <sup>3</sup> /s)
C1	0,13
C2	0,07
C3	0,11
C4	0,17
C5	0,08
C6	0,03
C7	0,14
C8	0,11
C9	0,26

Tabla 5.3. Caudales de la plataforma para cada tramo de cuneta:

### 5.2.2 Caudales totales en ODL y ODT

Una vez tenemos calculados los caudales que desaguan a las cunetas, y teniendo en cuenta la subcuencas que deben desaguar en las ODL, podemos hallar los caudales totales que recogerá cada cuneta y cada ODT.



ODT	Qt(m <sup>3</sup> /s)
ODT1	25,44
ODT2	77,39
ODT3	42,68
ODT4	14,11
P1	33,08
P2	36,59
ODT5	26,63
P3	33,96

Tabla 5.4. Caudales totales en cada ODT.

Cunetas	Qt(m <sup>3</sup> /s)	Longitud (m)	Pendiente
C1A	4,8414	674	0,071
C1B	0,1341	674	0,071
C2A	2,4979	347	0,013
C2B	0,066	347	0,013
C3A	8,3744	661	0,017
C3B	0,1128	661	0,017
C4A	11,105	990	0,048
C4B	0,1733	990	0,048
C5A	1,9045	355	0,080
C5B	1,903	355	0,080
C6A	0,6342	86	0,073
C6B	0,3481	86	0,073
C7A	1,7999	709	0,073
C7B	4,669	709	0,073
C8A	4,1277	517	0,069
C8B	0,1085	517	0,069
C9A	5,4999	1637	0,063
C9B	0,2648	1637	0,063

Tabla 5.5. Caudales totales de cada tramo de cuneta

### 5.3. DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

El diseño de las ODTs se apoyará en las secciones transversales de la variante en los puntos kilométricos en los que estas se vayan a ubicar, y para calcular sus dimensiones, realizaremos unas iteraciones en las que emplearemos las siguientes fórmulas:

$$Q = S * v$$



Donde:

-Q es el caudal en m<sup>3</sup>/s

-S es la sección transversal de la ODT

-v es la velocidad del agua a través de la ODT, obtenida mediante la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * j^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- V es la velocidad del agua en m/s

- J es la pendiente del terreno de desagüe

- N es el número de Manning

- R<sub>h</sub> es el radio hidráulico en m, y cuya fórmula es:

$$R_h = \frac{\text{Sección mojada}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{S_m}{P_m}$$

A continuación, se muestran las dimensiones finalmente obtenidas para las obras de drenaje transversal de la variante de estudio, donde en todas ellas se cumple:

- N<sup>o</sup> Manning: [0.013-0.017]
- V (m<sup>3</sup>/s): [4,5-6]
- Continuidad en el régimen: la cuenca perteneciente al presente estudio cuenta con pendientes fuertes, por lo que se ha podido comprobar que el régimen es el rápido.

	Q (m <sup>3</sup> /s)	Cantidad	b (m)	h (m)	n (Manning)	l(inicial)	l(proyectada)	F	Yo (m)	Resguardo (m)
ODT1	25,3	2	2	2	0,016	0,045	0,015	1,3	1,2	0,8
ODT2	77,2	2	3,5	2,5	0,016	0,141	0,011	1,4	1,8	0,7
ODT3	42,5	2	2,5	2	0,017	0,138	0,018	1,5	1,4	0,6
ODT4	14,0	1	2	2	0,017	0,050	0,021	1,6	1,2	0,8
ODT5	26,5	2	1,5	2	0,017	0,064	0,026	1,4	1,5	0,5

Tabla 5.6. ODT diseñadas



Se ha realizado una modificación local de la pendiente longitudinal del cauce en el paso bajo las obras de drenaje con verificación posterior aguas abajo hasta cota original de cauce, sin cambio de régimen hidráulico (esto es, conservando pendientes fuertes en los tramos modificados), pues ello garantiza la no aparición de resalto hidráulico por la actuación.

#### 5.4. DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE LONGITUDINAL

Para dimensionar las cunetas siguiendo la instrucción, debemos hacerlo en régimen uniforme considerando que la capacidad de una cuneta es igual al caudal calculado aplicando la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * S * R_H^{\frac{2}{3}} * j^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- n es el coeficiente de rugosidad de Manning, dependiente del tipo de material del elemento lineal ( $s/m^{1/3}$ )
- $R_H$  es el radio hidráulico (m).
- S es el área de la sección transversal ocupada por la corriente ( $m^2$ ).
- j es la pendiente geométrica del elemento lineal

Teniendo en cuenta que la capacidad máxima de desagüe debe ser igual a los caudales calculados en el apartado 5.2.2., se utilizará la fórmula de Manning a fin de poder obtener las dimensiones de cada una de las cunetas. La sección tipo de nuestras cunetas será trapecial, tanto el talud interior como el exterior serán de 1:1

En la siguiente tabla (Diferenciaremos la margen derecha (A) de la variante de la margen izquierda (B), de manera que en un primer predimensionamiento tenemos:



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

	Q (m <sup>3</sup> /s)	b (m)	h (m)	v (m/s)	F	Mi	Md	Yo (m)	Resguardo (m)
C1A	4,8	0,7	0,8	5,88	2,89	1	1	0,62	0,38
C1B	0,1	0,3	0,3	5,74	4,10	1	1	0,10	0,20
C2A	2,5	0,7	0,7	5,36	2,51	1	1	0,48	0,22
C2B	0,1	0,3	0,3	2,46	1,75	1	1	0,11	0,19
C3A	8,4	1	1,2	5,40	2,27	1	1	0,84	0,36
C3B	0,1	0,3	0,3	2,84	2,03	1	1	0,14	0,16
C4A	11,1	1	1,4	5,97	2,34	1	1	0,96	0,44
C4B	0,2	0,3	0,3	4,72	3,37	1	1	0,13	0,17
C5A	1,9	0,5	0,6	5,95	3,29	1	1	0,40	0,20
C5B	1,9	0,5	0,6	5,95	3,29	1	1	0,40	0,10
C6A	0,6	0,4	0,4	2,23	1,38	1	1	0,21	0,19
C6B	0,3	0,3	0,3	5,82	4,16	1	1	0,17	0,13
C7A	1,8	0,4	0,6	5,95	3,68	1	1	0,39	0,21
C7B	4,7	0,7	0,9	5,99	2,43	1	1	0,60	0,30
C8A	4,1	0,6	0,8	5,95	3,00	1	1	0,56	0,24
C8B	0,1	0,3	0,3	5,64	4,03	1	1	0,09	0,21
C9A	5,5	0,7	0,9	5,98	2,80	1	1	0,68	0,22
C9B	0,3	0,3	0,3	5,42	3,87	1	1	0,15	0,15

TABLA 5.7. Secciones transversales de las cunetas. Parámetros más importantes.

Donde:

- Q en m<sup>3</sup>/s
- b es el ancho de base en metros-h es la altura de coronación en metros
- v es la velocidad del agua en m/s
- F es el número de Froude
- Mi es el factor de talud de la margen izquierda
- Md es el factor de talud de la margen derecha
- Y<sub>0</sub> es el calado normal en metros
- R es el resguardo en metros.

El cálculo del resguardo en cada tramo de cuneta se ha obtenido de la siguiente forma:

- Como en todos los casos se ha calculado en régimen rápido, la altura de coronación será igual a la energía en régimen uniforme. Esto se debe a que el máximo calado que puede obtener el flujo es en la situación desfavorable de detención del flujo, en la que el calado sería igual a la energía específica en régimen uniforme.

Además, debemos tener cuidado con diseñar obras de drenaje con valores de número de Froude cercanos a 1, alrededor de los cuales es cuando se produce el régimen crítico, el cual es totalmente indeseable. Por ello, aquellas obras diseñadas en régimen lento deberán tener un número de Froude menores de 0.95, mientras que las obras diseñadas en régimen rápido deberán tener un número de Froude mayor de 1.05.



Como podemos observar, las cunetas tendrán mayores dimensiones en la margen derecha de la variante, ya que es donde reciben el agua de la mayoría de las subcuencas e intercuencas. Además, observamos que todas las cunetas cumplen la condición de velocidades admisibles por la 5.2-IC de marzo de 2016, que pone el límite de velocidad del agua en estructuras de hormigón en 4.5-6 m/s, así como el resguardo mínimo de 5 centímetros.

Todas las ODLs desaguarán finalmente en las ODTs que les corresponda según el esquema de la figura 5.1.



## 6. CONCLUSIONES

### CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA

En la caracterización hidrológica se ha procedido a delimitar la cuenca vertiente de estudio a partir de la identificación de la red de drenaje, así como la división de esta cuenca en subcuencas e intercuencas con el fin de obtener con más exactitud los puntos de desagüe sobre el tramo de la carretera proyectada. Además de la obtención de los parámetros característicos de cada una de las subcuencas e intercuencas.

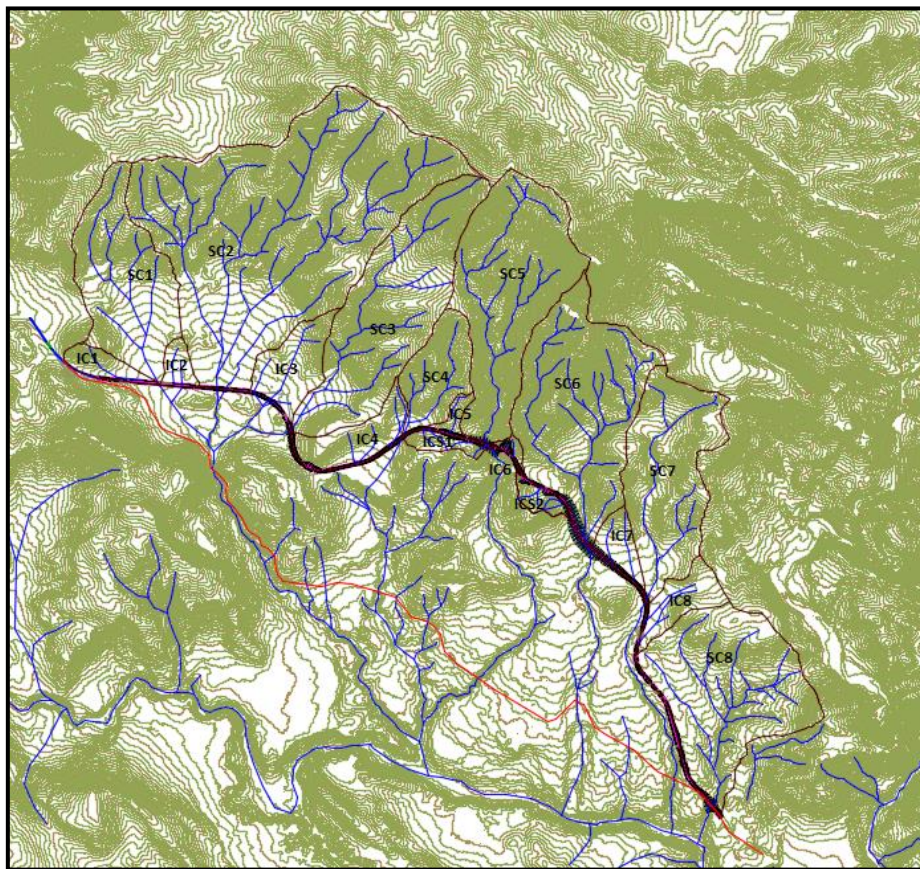


FIGURA 6.1. Subcuencas e intercuencas del sistema hidrológico



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

CUENCAS	AREA (km <sup>2</sup> )	LONG. RECORRIDO PPAL (m)	COTA INICIAL (m)	COTA FINAL (m)	PENDIENTE PPAL	tc (h)
SC1	0,643	1767,5	840	585	0,14427	0,67
SC2	2,367	2450,2	965	575	0,15917	0,84
SC3	0,946	2353,5	1035	80	0,19333	0,79
SC4	0,261	1072,1	815	625	0,17722	0,44
SC5	0,935	2108,5	990	615	0,17785	0,73
SC6	1,011	2225,1	1010	540	0,21123	0,74
SC7	0,690	1753,2	710	525	0,10552	0,70
SC8	0,939	1400,7	580	410	0,12137	0,58
IC1	0,078	385,6	695	600	0,24637	0,19
IC2	0,053	357,8	625	580	0,12576	0,20
IC3	0,217	856,6	765	580	0,21597	0,36
IC4	0,192	484,8	735	620	0,23723	0,23
IC5	0,036	375,9	740	660	0,21282	0,19
IC6	0,021	267,0	695	610	0,31838	0,14
IC7	0,097	688,2	630	525	0,15258	0,32
IC8	0,150	908,9	560	505	0,06051	0,48
ICS1	0,030	197,7	675	640	0,17706	0,12
ICS2	0,052	174,1	645	600	0,25840	0,10

TABLA 6.1.: Características principales de las cuencas del sistema hidrológico.

La cuenca de estudio se ha dividido en un total de 18 subcuencas e intercuencas entre las que se encuentra la SC2 que es la de mayor extensión con un área de 2,367 km<sup>2</sup> y la IC6, la de menor con una superficie de 0,021 km<sup>2</sup>.

Se ha calculado el umbral de escorrentía de cada subcuenca e intercuenca, para ello, se han analizado cuatro variables que engloban la mayor parte de las características geomorfológicas de la región analizada: cubierta del suelo, litoedafología, pendiente del terreno y condición de humedad antecedente.

CUENCA	P <sub>0</sub> (mm)	CUENCA	P <sub>0</sub> (mm)
SC1	12	IC2	17,6
SC2	10,6	IC3	15,6
SC3	8,7	IC4	10,4
SC4	7,5	IC5	8,1
SC5	8,4	IC6	7,8
SC6	8,6	IC7	14,6
SC7	10,8	IC8	14,2
SC8	15,7	ICS1	11,7
IC1	11	ICS2	8,4

TABLA 6.2.: Umbral de escorrentía de cada subcuenca e intercuenca



## ANÁLISIS DE LA PLUVIOMETRÍA EXTREMA MENSUAL

Se ha realizado una evaluación mediante las distribuciones teóricas comúnmente utilizadas en los estudios hidrológicos, ajustándolos a la serie sintética de precipitaciones diarias máximas anuales Tuéjar-Chelva, y se ha escogido el modelo que mejor se ajusta a dicha serie.

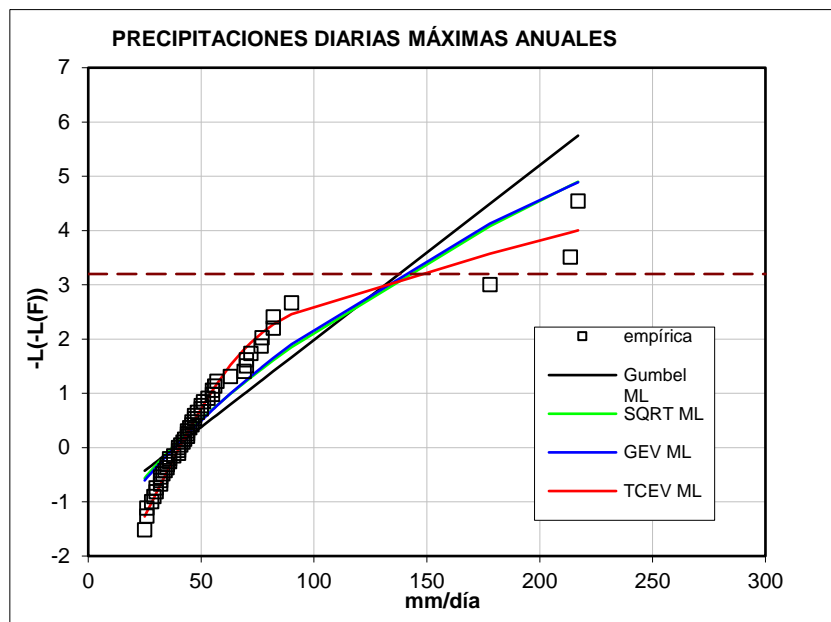


FIGURA 6.2.: Parámetros de las distintas funciones aplicadas en la serie sintética Tuéjar-Chelva

Se utiliza la Función de distribución Two Component Extreme Value (TCEV), por máxima verosimilitud, en el cálculo de los cuantiles para los distintos periodos de retorno.

PERIODO DE RETORNO	CUANTIL TUÉJAR-CHELVA (TCEV)
10	81,4
25	143,3
50	207,0
100	264,2
200	327,2
500	383,9

TABLA 6.3.: Cuantiles de Pd máxima anual



## MODELO LLUVIA-ESCORRENTÍA

Se ha modelizado la lluvia-escorrentía de nuestra cuenca mediante el método racional de Témez Modificado. Debido a que tanto los tiempos de concentración como las áreas de nuestras subcuencas e intercuenas son reducidos se procede a la comparación de las curvas IDF de Témez y Salas. Finalmente, para la obtención de los caudales pico de crecidas en el sistema hidrológico objeto de estudio, se ha optado por los valores de la curva de intensidad-duración-frecuencia obtenidos mediante la metodología de Salas (2005). Los motivos de esta decisión se exponen en el capítulo 4.2.3.

	<b>Qp<sub>25</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Qp<sub>100</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Qp<sub>500</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>
SC1	7,71	20,45	34,42
SC2	25,70	66,31	110,16
SC3	12,91	31,38	50,72
SC4	5,16	12,11	19,29
SC5	13,43	32,41	52,24
SC6	14,27	34,63	55,93
SC7	8,70	22,38	37,11
SC8	9,78	28,15	49,24
IC1	1,82	4,71	7,83
IC2	0,81	2,43	4,34
IC3	2,87	8,26	14,44
IC4	4,29	10,93	18,06
IC5	1,02	2,43	3,90
IC6	0,70	1,66	2,65
IC7	1,43	4,02	6,95
IC8	1,88	5,24	9,02
ICS1	0,81	2,14	3,59
ICS2	1,88	4,53	7,30

**TABLA 6.4.:** Caudales pico con la IDF de Salas (2005) para distintos períodos de retorno.



## CÁLCULO HIDRÁULICO DEL DRENAJE TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LA VARIANTE

Se ha realizado un estudio de drenaje para conseguir un buen funcionamiento de la carretera objeto del presente estudio, de manera que permita la restitución de la continuidad de cauces de agua atravesados por el trazado de la vía y la evacuación de los caudales recogidos a lo largo de la carretera mediante un drenaje longitudinal.

El cálculo hidráulico se ha realizado en régimen estacionario unidimensional para los caudales de crecida con periodos de retorno de 100 años tanto para el drenaje longitudinal y el drenaje transversal, como ya se ha expuesto en el capítulo 5 del presente estudio.

	Q (m <sup>3</sup> /s)	Nº	Mi	Md	B (m)	H (m)
ODT1	25,3	2	0	0	2	2
ODT2	77,2	2	0	0	3,5	2,5
ODT3	42,5	2	0	0	2,5	2
ODT4	14,0	1	0	0	2	2
ODT5	26,5	2	0	0	1,5	2
C1A	4,8	1	1	1	0,7	0,8
C1B	0,1	1	1	1	0,3	0,3
C2A	2,5	1	1	1	0,7	0,7
C2B	0,1	1	1	1	0,3	0,3
C3A	8,4	1	1	1	1	1,2
C3B	0,1	1	1	1	0,3	0,3
C4A	11,1	1	1	1	1	1,4
C4B	0,2	1	1	1	0,3	0,3
C5A	1,9	1	1	1	0,5	0,6
C5B	1,9	1	1	1	0,5	0,6
C6A	0,6	1	1	1	0,4	0,4
C6B	0,3	1	1	1	0,3	0,3
C7A	1,8	1	1	1	0,4	0,6
C7B	4,7	1	1	1	0,7	0,9
C8A	4,1	1	1	1	0,6	0,8
C8B	0,1	1	1	1	0,3	0,3
C9A	5,5	1	1	1	0,7	0,9
C9B	0,3	1	1	1	0,3	0,3

TABLA 6.5.: Dimensiones ODT y ODL

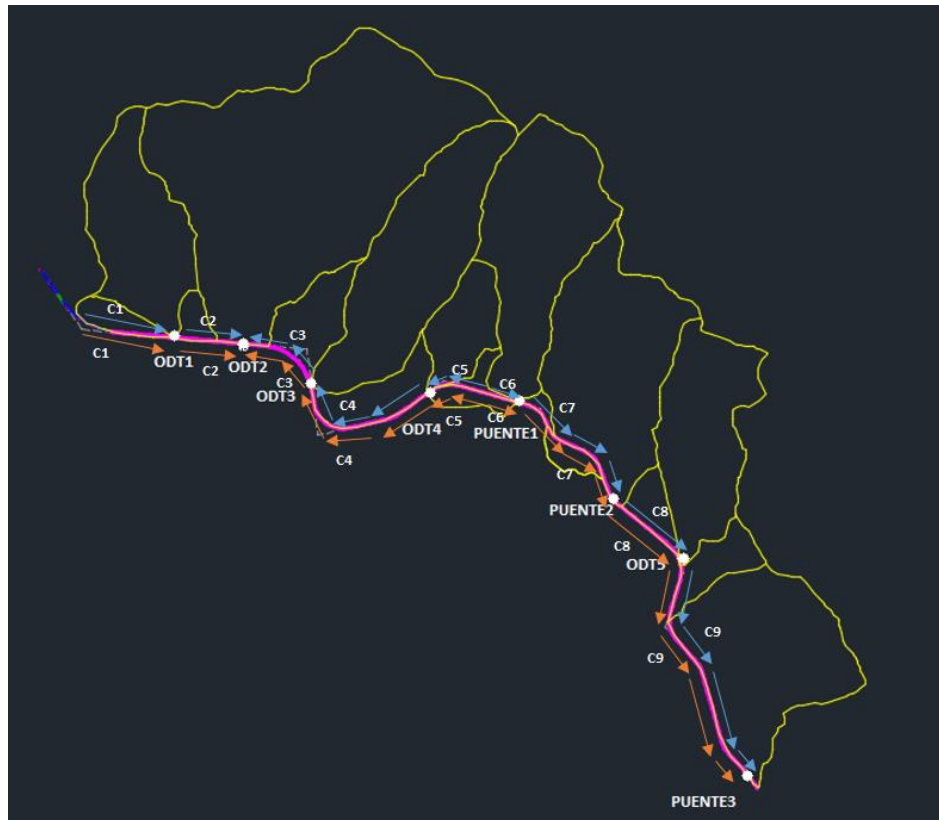


FIGURA 6.3.: Esquema conceptual de las obras de drenaje

Finalmente se realizarán cinco obras de drenaje transversal y nueve obras de drenaje longitudinal a ambos lados de la plataforma y con sus correspondientes dimensiones según el caudal que les corresponda evacuar.



**ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA  
CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE  
VALENCIA)**



ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE

---

En Valencia, a 23 de octubre de 2016.

Rocío López de la Torre



## 7. BIBLIOGRAFÍA

**-ALBENTOSA HERNÁNDEZ, E. (2013). *Análisis de la estructura estocástica fina de los eventos de precipitación en el entorno del pico*. Diploma de Estudios Avanzados. Valencia: Universitat Politècnica de València.**

**-España. Decreto 259/2007, de 13 de julio, por el que se establece el contenido y procedimiento de los estudios de inundabilidad en el ámbito del Plan de Ordenación Territorial del Litoral de la Región de Murcia. *BORM*, 28 de julio de 2007, núm. 173, p. 23155.**

**- España. Instrucción de carreteras 5.2-IC <<Drenaje superficial>>. *BOE*, de 10 de marzo de 2016, núm. 60, p. 18882 a 19023.**

**- *Máximas lluvias diarias en la España Peninsular* (1999).Ministerio de Fomento. Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transporte. Dirección General de Carreteras.**





# **ANEJO**



**ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA  
CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE  
VALENCIA)**



**ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE**

**ANEJO I: Series de pluviometría máxima mensual de las estaciones de la AEMET**

ESTACIÓN TUÉJAR (8394)												
AÑO	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP
1944-45	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	0	0
1945-46	5	37	6	4	0	20	53	30	0	0	0	28
1946-47	12	20	0	-1	20	8	5	28	0	14	20	31
1947-48	19	0	32	30	20	9	30	8	0	0	0	4
1948-49	15	0	20	4	18	10	10	6	16	0	21	25
1949-50	20	13	10	6	0	4	0	43	3	0	7	13
1950-51	23	0	35	28	4	15	25	21	19	11	79	41
1951-52	19	10	36	10	4	10	13	12	-1	51	34	-1
1952-53	12	5	5	0	6	8	7	0	21	10	20	59
1953-54	29	6	91	0	10	21	21	27	58	0	0	0
1954-55	5	0	17	10	15	6	11	17	20	50	16	11
1955-56	19	14	6	13	25	14	25	10	24	21	27	18
1956-57	24	71	0	21	12	0	39	26	18	0	16	26
1957-58	-1	26	13	21	4	29	16	6	29	0	9	18
1958-59	27	16	17	14	15	39	22	39	21	12	77	55
1959-60	27	7	15	44	21	10	7	41	44	20	0	0
1960-61	20	7	26	6	2	10	10	40	6	0	35	17
1961-62	20	36	10	6	30	18	8	40	24	10	12	35
1962-63	30	20	18	20	13	4	0	6	7	24	15	18
1963-64	2	6	36	4	24	18	0	10	30	0	0	18
1964-65	12	36	42	9	24	15	0	14	11	0	33	20
1965-66	55	28	26	23	11	0	18	18	34	0	0	9
1966-67	20	30	0	30	28	15	20	10	26	0	25	0
1967-68	70	70	4	5	25	18	15	12	19	0	13	7
1968-69	3	50	9	30	35	25	30	38	-1	9	8	20
1969-70	50,5	15	7	28	0	7	7	5	7	6	6	0
1970-71	20	7	20	4	20	20	15	50	20	4	9	30
1971-72	25	27	28	9	10	10	7	36	8	8	22	48
1972-73	24	30	10	7	0	4	15	5	20	12	12	48
1973-74	27	6	9	3	8	40	32	8	11	2	38	10
1974-75	10	4	3	3	28	15	-1	24	15	3	20	18
1975-76	7	4	30	10	18	8	26	15	15	9	35	15
1976-77	27	7	35	28	5	10	28	18	32	16	6	17
1977-78	25	22	80	-1	15	7	7	19	5	0	0	0
1978-79	0	0	6	10	5	7	9	7	14	11	0	24
1979-80	20	6	0	15	35	10	10	17	30	0	17	-1
1980-81	-1	-1	0	0	4	4	25	7	52	5	17	6
1981-82	9	0	6	8	8	25	25	17	13	9	2	3
1982-83	65	43	0	2	3	7	7	0	17	8	11	3
1983-84	2	24	6	3	10	8	3	20	0	3	7	7
1984-85	3	30	5	3	14	4	3	7	5	3	5	7
1985-86	10	20	12	3	20	14	18	3	20	20	0	35
1986-87	20	5	0	30	20	2	0	3	-1	45	7	6
1987-88	30	33	13	13	3	0	35	8	30	0	-1	2
1988-89	116	199	0	4	92	18	4	25	0	0	9	65
1989-90	5	-1	-1	-1	0	2	21	21	0	0	29,3	14,5
1990-91	20	28	2	10	13	9	58	6	10	2	8	16
1991-92	4	10	16,5	0	17	2	4	12	32	-1	11	8
1992-93	22	0	24	3	-1	30	15	-1	0	0	10	7
1993-94	29	27	0	3	3	0	27	21	0	5	11	20
1994-95	38	11	0	0	0	0	8	12	23	0	31	0
1995-96	32	10	42	8	8	0	17	29	31	3	48	-1



**ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA  
CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE  
VALENCIA)**



**ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE**

<b>CHELVA CONVENTO (8395) Y CHELVA S.E. AGRARIA (8395B)</b>													
<b>Nombre</b>	<b>AÑO</b>	<b>OCT</b>	<b>NOV</b>	<b>DIC</b>	<b>ENE</b>	<b>FEB</b>	<b>MAR</b>	<b>ABR</b>	<b>MAY</b>	<b>JUN</b>	<b>JUL</b>	<b>AGO</b>	<b>SEP</b>
CHELVA CONVENTO	1942-43	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	15	3	23
CHELVA CONVENTO	1943-44	18	7	18	0	14	2	5	15	25	4	7	28
CHELVA CONVENTO	1944-45	6	11	4	19	7	4	4	20	34	25	53	1
CHELVA CONVENTO	1945-46	2	56	12	19	1	24	36	31	6	2	3	13
CHELVA CONVENTO	1946-47	19	20	5	10	16	22	12	19	8	10	36	24
CHELVA CONVENTO	1947-48	25	3	30	11	23	10	44	4	7	15	4	3
CHELVA CONVENTO	1948-49	25	0	19	7	15	22	9	8	16	0	32	28
CHELVA CONVENTO	1949-50	21	9	25	6	1	5	4	47	5	6	15	12
CHELVA CONVENTO	1950-51	27	1	43	12	6	19	39	20	19	8	69	48
CHELVA CONVENTO	1951-52	31	17	55	16	7	12	17	11	7	49	30	16
CHELVA CONVENTO	1952-53	14	4	7	4	7	7	8	4	16	8	19	51
CHELVA CONVENTO	1953-54	26	8	82	2	15	17	29	9	79	7	0	0
CHELVA CONVENTO	1954-55	7	4	6	8	10	8	13	18	10	26	18	20
CHELVA CONVENTO	1955-56	13	13	7	6	28	17	14	9	24	23	28	32
CHELVA CONVENTO	1956-57	22	57	1	37	13	4	36	27	22	0	15	14
CHELVA CONVENTO	1957-58	217	29	4	19	4	23	16	63	34	0	5	22
CHELVA CONVENTO	1958-59	24	21	23	8	-1	-1	19	26	23	18	59	-1
CHELVA CONVENTO	1959-60	-1	9	14	47	20	7	5	30	28	17	0	3
CHELVA CONVENTO	1960-61	-1	-1	46	1	5	9	-1	-1	-1	-1	-1	-1
CHELVA CONVENTO	1961-62	-1	-1	-1	-1	68	30	21	60	27	0	0	29
CHELVA CONVENTO	1962-63	50	41	50	25	16	-1	-1	-1	1	45	0	22
CHELVA CONVENTO	1963-64	2	0	32	2	17	18	2	10	26	2	2	-1
CHELVA S E AGRARIA	1967-68	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	12	14	1	22	2
CHELVA S E AGRARIA	1968-69	0	82	27	17	24	18	25	57	16	0	2	14
CHELVA S E AGRARIA	1969-70	70	20	2	14	0	4	4	3,1	23	15	3	0
CHELVA S E AGRARIA	1970-71	30	3,2	40	8,5	11	14	23	38,5	22	5	6	20
CHELVA S E AGRARIA	1971-72	20	39	35	19	4	11	6	39	16	5	20	50
CHELVA S E AGRARIA	1972-73	27	31	8	1	1	6,5	33	23	18	48	15	178
CHELVA S E AGRARIA	1973-74	19	4	8	2	6	38	33	8	15	4	44	0
CHELVA S E AGRARIA	1974-75	11,5	0	0	0	29	18	7,5	24,5	10	0	25	16,5
CHELVA S E AGRARIA	1975-76	1,5	7	22	4,5	8,5	3	18,5	29,5	31	35	23,5	17
CHELVA S E AGRARIA	1976-77	32	1	27	24	2,7	11	12	25	24	5	0	46
CHELVA S E AGRARIA	1977-78	19	13	76,5	-1	19	3,5	15,6	19	22	0	0	9
CHELVA S E AGRARIA	1978-79	2,9	2,5	5	13,8	4	3	12	12	15,5	19	0	72
CHELVA S E AGRARIA	1979-80	19,5	4,4	0	0	42,6	9	12	22	33	4,6	5	0
CHELVA S E AGRARIA	1980-81	5	42	0,3	0	9	4,3	36	4,1	90	0	21	5
CHELVA S E AGRARIA	1981-82	7	0	5,5	12	36	18	22	16	10,5	9	6,5	29
CHELVA S E AGRARIA	1982-83	50	19	0	0	4	9	5	0	24,5	0	12	0
CHELVA S E AGRARIA	1983-84	2	21	11	3,5	12,5	12	6	25	0	0	25	0,5
CHELVA S E AGRARIA	1984-85	4,8	48,4	22	0	9,5	2	8,3	15	9,5	14,5	27	11
CHELVA S E AGRARIA	1985-86	7,1	15	10	4,6	34,5	13,4	9	-1	32,2	34,9	2,5	29,9
CHELVA S E AGRARIA	1986-87	73	8	-1	17,2	16	4	0,5	14,2	0	15	10,5	-1
CHELVA S E AGRARIA	1987-88	29,5	33,5	16,6	23,5	5,3	0	45	14,2	46	0	2,5	12
CHELVA S E AGRARIA	1988-89	86	213,5	0	4	60	14	16	22,5	2,5	2	17	30
CHELVA S E AGRARIA	1989-90	10	40	63	10	0	3,5	16,5	9	1,5	0	46	25
CHELVA S E AGRARIA	1990-91	25,5	19	5	13	16	18	41	3,2	1,5	4,3	8	15



**ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA  
CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE  
VALENCIA)**



**ALTERNATIVA NORTE. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE DRENAJE**

<b>CHELVA S E AGRARIA</b>	1991-92	4,8	17	18	4	21	5,9	2	7	26	4,1	6	15
<b>CHELVA S E AGRARIA</b>	1992-93	18	2	26	2,3	28	33	14,5	20,5	3	0	10	9,2
<b>CHELVA S E AGRARIA</b>	1993-94	31	37,8	0	1,6	2,1	1	26	14	0	1	6,2	15
<b>CHELVA S E AGRARIA</b>	1994-95	34	8	1	0,8	1	0	9	15,2	17	2	24	2
<b>CHELVA S E AGRARIA</b>	1995-96	12	11	44	15,5	6,5	4	9	33	22	0	44	15