

# 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 centro

## ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DRENAJE

### Trabajo Final de Grado

Curso: 2015/16

*Autor: Mascarell Gómez, Alba*

*Tutor: Eduardo Albentosa Hernández*

*Cotutor: Ignacio Andrés Domenech*

*Titulación: Grado en Obras Públicas.*

*Valencia, junio de 2016*



# 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 Centro

### Memoria

## Trabajo Final de Grado

### Curso 2015/2016

*Autor: Ignacio Arteaga Ibáñez  
Tutor: Julián Alcalá González  
Cotutor: Hugo Coll Carrillo  
Titulación: Grado en Ingeniería Civil*

*Autor: Sandra Fernández Benítez  
Tutor: Julián Alcalá González  
Cotutor: Hugo Coll Carrillo  
Titulación: Grado en Ingeniería de Obras Públicas*

*Autor: Carlos Ortega Díaz  
Tutor: Julián Alcalá González  
Cotutor: Hugo Coll Carrillo  
Titulación: Grado en Ingeniería Civil*

*Autor: Isabel García Císcar  
Tutor: Francisco Javier Camacho Torregrosa  
Cotutor: Ana María Pérez Zuriaga  
Titulación: Grado en Ingeniería Civil*

*Autor: Alejandro Martín-Loeches Romero  
Tutor: Francisco Javier Camacho Torregrosa  
Cotutor: Ana María Pérez Zuriaga  
Titulación: Grado en Ingeniería Civil*

*Autor: Alba Mascarell Gómez  
Tutor: Eduardo Albentosa Hernández  
Cotutor: Ignacio Andrés Domenech  
Titulación: Grado en Ingeniería de Obras Públicas*

*Autor: Sergio Olivas Valera  
Tutor: Ignacio Andrés Domenech  
Cotutor: Eduardo Albentosa Hernández  
Titulación: Grado en Ingeniería Civil*

*Autor: Olga Almenar Guiot  
Tutor: Ana María Pérez Zuriaga  
Cotutor: Francisco Javier Camacho Torregrosa  
Titulación: Grado en Ingeniería Civil*

*Autor: Antonio Araque Andreu  
Tutor: Inmaculada Romero Gil  
Titulación: Grado en Ingeniería Civil*

*Autor: José Luis Cola Romero  
Tutor: Inmaculada Romero Gil  
Titulación: Grado en Ingeniería Civil*

*Autor: Véronique Valero Cercón  
Tutor: María Elvira Garrido de la Torre  
Titulación: Grado en Ingeniería de Obras Públicas*



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



**DOCUMENTO N°1**

# **MEMORIA GENERAL TFG MULTIDISCIPLINAR**

**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)**

ALUMNOS QUE FORMAN PARTE DEL TRABAJO FINAL DE GRADO MULTIDISCIPLINAR BAJO EL TÍTULO GENÉRICO:  
“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)”

Alumno	Subtítulo
Arteaga Ibáñez, Ignacio	Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Fernández Benítez, Sandra	Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Ortega Díaz, Carlos	Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente en el Rincón del Calvo.
García Císcar, Isabel	Alternativa Centro. Diseño geométrico y del firme
Martín-Loeches Romero, Alejandro	Alternativa Centro. Análisis del tráfico y de la seguridad vial
Mascarell Gómez, Alba	Alternativa Centro. Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Alternativas Norte y Centro. Estudio hidráulico y de afección a cauces.
Martínez Gandía, Martín	Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Ortuño Ortuño, Antonio	Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural de las subestructuras
Cardona Guerrero, Eduardo	Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Cervera Martínez, Guillem	Alternativa Norte. Diseño geométrico y del firme
Anglés Sancho, Raül	Alternativa Norte. Diseño de los nudos
López de la Torre, Rocío	Alternativa Norte. Estudio hidrológico y de drenaje
España Monedero, Fernando	Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del segundo puente sobre el río Chelva.
Catalán Pérez, Jorge	Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del primer puente sobre el río Chelva.
Sevilla Fernández, Marcos	Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del puente sobre el barranco del Convento.
Martínez Ribes, Sergi	Alternativa Sur. Diseño geométrico y del firme
Pastor Martín, Guillermo	Alternativa Sur. Diseño de los nudos
Sánchez Reimers, Jaime	Alternativa Sur. Estudio hidrológico y de drenaje
Arenas Huerta, María	Alternativa Sur. Estudio hidráulico y de afección a cauces.
Almenar Guiot, Olga	Análisis de la situación actual y propuesta de mejoras
Araque Andreu, Antonio	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Físico
Cola Romero, José Luis	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Biótico
Valero Cercós, Véronique	Estudio Geológico y comprobaciones Geotécnicas



## **MEMORIA GENERAL**

### **ÍNDICE**

1. ANTECEDENTES.....	2
2. OBJETO.....	2
3. SITUACIÓN ACTUAL.....	3
4. EQUIPOS.....	4
5. MÉTODO DE TRABAJO .....	5
6. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL .....	5
7. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	6



## **1. ANTECEDENTES**

La población de Chelva es un municipio de la Comunidad Valenciana, España. Situado en el interior de la provincia de Valencia, en la comarca de Los Serranos, también conocida como "Alto Turia". Se encuentra a una distancia de 68 km de Valencia, al noroeste de la provincia, y a una altitud de 471 metros sobre el nivel del mar. Con una extensión de 191 km<sup>2</sup>, su población censada en el año 2015 es de 1463 habitantes.

La carretera objeto de estudio, atraviesa Chelva de este a oeste. Se caracteriza por un volumen de tráfico medio, con relativamente elevado porcentaje de pesados. Al tratarse de la vía principal de conexión entre la comarca de los Serranos y Valencia es inevitable el paso de vehículos pesados. Sin embargo, este volumen de tráfico, que discurre por el núcleo urbano de Chelva, genera una serie de inconvenientes que se detallan a continuación:

- Funcionalidad deficiente de la infraestructura.
- Problemas de seguridad vial.
- Dificultades en materia de accesibilidad.
- Elevada contaminación acústica.
- Contaminación atmosférica.

Como consecuencia de esta problemática surge la necesidad de estudiar la construcción de una variante a dicha carretera, de forma que se evite el paso de gran número de vehículos pesados por la travesía del municipio, reduciendo los problemas descritos anteriormente.

## **2. OBJETO**

El presente trabajo se redacta en calidad de Trabajo Fin de Grado (TFG) por los alumnos especificados en el apartado 4 de esta memoria, pertenecientes a la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (ETSICCP) de la Universitat Politècnica de València (UPV).

La realización de este trabajo tiene como finalidad la obtención del título de GRADUADO EN INGENIERIA CIVIL o GRADUADO EN OBRAS PÚBLICAS, dependiendo de la titulación cursada por cada alumno.

El trabajo final de grado denominado 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) se ha redactado de manera conjunta entre veinticuatro alumnos de diferente especialidad.

A partir de la problemática actual en la carretera CV- 35, comentada en el apartado 1, se ha realizado el estudio de tres variantes de construcción de la carretera en el tramo de travesía del municipio de Chelva.

### 3. SITUACIÓN ACTUAL

En el momento de concebir una obra civil debe abordarse el problema a resolver desde todos los puntos de vista posibles según las distintas disciplinas involucradas en este proyecto y que forman parte de los estudios de Grado en Ingeniería Civil y Grado en Ingeniería de Obras Públicas.

Por este motivo, se han formado grupos de trabajo compuestos por compañeros encargados de los diferentes enfoques de la problemática, y se han repartido en diferentes alternativas para acometer el estudio de tres variantes con el mismo objetivo: eliminar el tramo de travesía de la carretera CV-35 a su paso por Chelva, la cual presenta además un importante volumen de tráfico pesado, que causa una especial problemática en el tramo urbano.

Las alternativas preconcebidas para este estudio básico son las tres siguientes:

- Alternativa Sur 1: circunvalación por el sur del núcleo urbano de Chelva, al norte del cauce del río.
- Alternativa Sur 2: circunvalación por el sur del cauce del río y paralela al mismo en gran parte de su recorrido.
- Alternativa Norte: circunvalación por el norte del núcleo urbano de Chelva.

A continuación se muestra a un esquema previo de las alternativas.



Fig. 1. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

La orografía de la zona presenta numerosos accidentes geográficos, debiendo plantear diferentes estructuras de paso, con una necesidad latente de estudios geotécnicos, hidrológicos y de impacto ambiental.

Además, el término municipal de Chelva presenta numerosos yacimientos arqueológicos, bienes de relevancia local, de interés cultural y otros hitos a proteger, condicionando altamente las opciones de trazado.

En el Plan General del municipio se realizó una reserva de suelo al norte del casco urbano de Chelva para prever la ejecución de una variante previamente planteada para la CV-35.

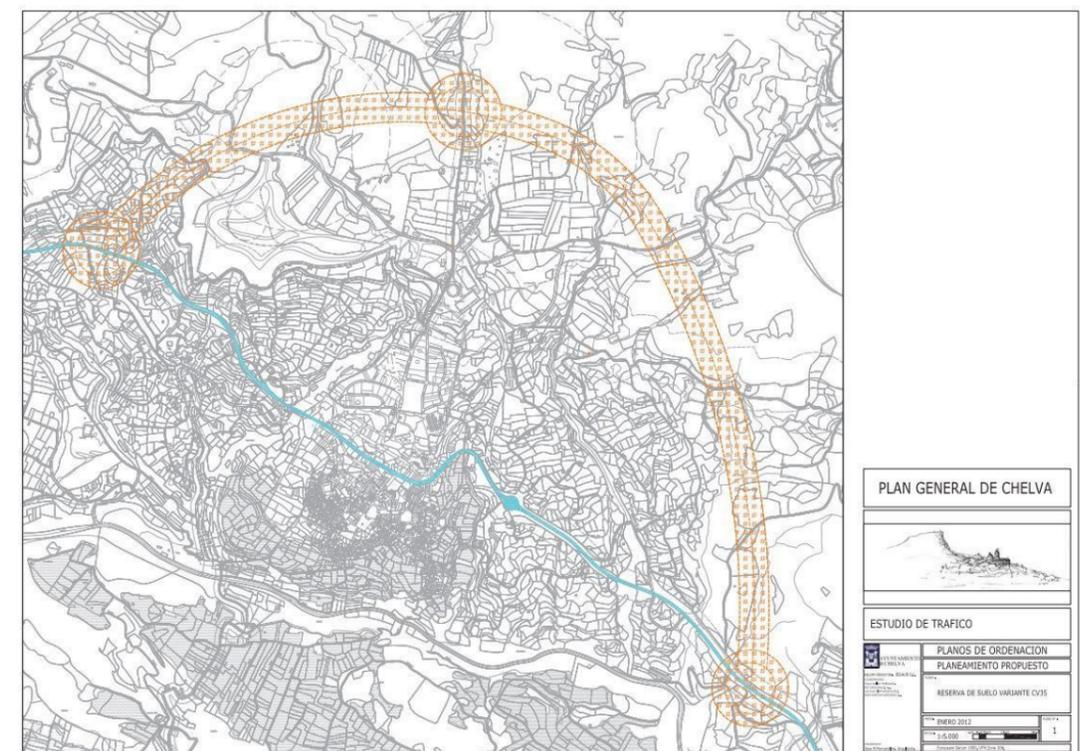


Fig. 2. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

Para acometer este estudio básico no se ha tenido en cuenta el contenido de este plano de ordenamiento, realizando el trazado desde la fase inicial de concepción.

Tras analizar toda la información y legislación vigente, se llegó a la conclusión de que la Alternativa Sur 1 no era viable. El Decreto 168/2012, de 2 de noviembre, del Consell, por el que se declara bien de interés cultural, con la categoría de conjunto histórico, la Villa de Chelva y sus huertas, en Chelva obligó a modificar las alternativas.

Finalmente, después de la visita de campo y, teniendo en cuenta la legislación vigente, la alternativa Sur 1 fue descartada, apareciendo la alternativa Centro en su lugar.

Los trazados definitivos se muestran en la figura 3.

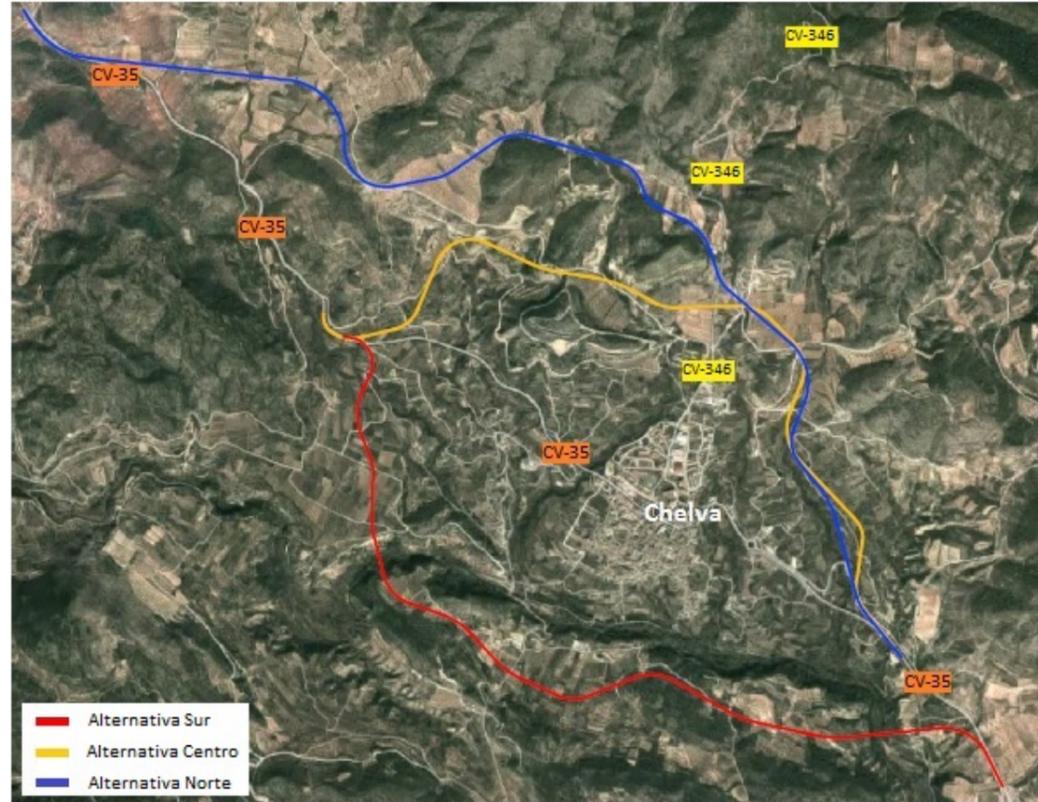


Fig. 1. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

#### 4. EQUIPOS

Para la realización de este trabajo multidisciplinar, se ha dividido a los veinticuatro alumnos en cuatro grupos distintos. Los tres primeros grupos se centran en una alternativa concreta: *Norte*, *Centro* o *Sur*. De esta manera, los estudiantes pertenecientes a estos grupos se encargan de estudiar el diseño de la variante, las estructuras necesarias para llevarla a cabo y los aspectos hidrológicos e hidráulicos.

El último grupo de trabajo, llamado *Estudios Generales*, está compuesto por los alumnos que desarrollan estudios que afectan a todas las alternativas.

La organización, por alternativas, de cada grupo de trabajo es la siguiente:

Alternativa Norte	
Alumno	Estudio
Martínez Gandía, Martín	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Ortuño Ortuño, Antonio	Estudio de soluciones y diseño estructural de las subestructuras
Cardona Guerrero, Eduardo	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Cervera Martínez, Guillem	Diseño geométrico y del firme
Anglés Sancho, Raül	Diseño de los nudos
López de la Torre, Rocío	Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Estudio hidráulico y de afección a cauces.

Alternativa Centro	
Alumno	Estudio
Arteaga Ibáñez, Ignacio	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Fernández Benítez, Sandra	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Ortega Díaz, Carlos	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente en el Rincón del Calvo.
García Císcar, Isabel	Diseño geométrico y del firme
Martín-Loeches Romero, Alejandro	Análisis del tráfico y de la seguridad vial
Mascarell Gómez, Alba	Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Estudio hidráulico y de afección a cauces.

Alternativa Sur	
Alumno	Estudio
España Monedero, Fernando	Estudio de alternativas y diseño estructural del segundo puente sobre el río Chelva.
Catalán Pérez, Jorge	Estudio de alternativas y diseño estructural del primer puente sobre el río Chelva.
Sevilla Fernández, Marcos	Estudio de alternativas y diseño estructural del puente sobre el barranco del Convento.
Martínez Ribes, Sergi	Diseño geométrico y del firme
Pastor Martín, Guillermo	Diseño de los nudos
Sánchez Reimers, Jaime	Estudio hidrológico y de drenaje
Arenas Huerta, María	Estudio hidráulico y de afección a cauces.

Estudios generales	
Alumno	Estudio
Almenar Guiot, Olga	Análisis de la situación actual y propuesta de mejoras
Araque Andreu, Antonio	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Físico
Cola Romero, José Luis	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Biótico
Valero Cercós, Véronique	Estudio Geológico y comprobaciones Geotécnicas



## **5. MÉTODO DE TRABAJO**

La metodología empleada para desarrollar este Trabajo Fin de Grado puede dividirse en diferentes fases, todas ellas basadas en la interrelación entre los alumnos, tanto los pertenecientes a un grupo de alternativa como con los componentes del grupo de estudios generales.

La primera de ellas, basada en la adquisición de conocimientos, se lleva a cabo mediante la realización de seminarios temáticos, a partir de septiembre de 2015, para conocer métodos y aprender a utilizar las herramientas de trabajo específicas para poder aplicar los conocimientos adquiridos en el grado a la resolución de un problema real. Estos seminarios incluyen desde la obtención de datos hasta el manejo de software (AutoCAD Civil 3D, HEC-RAS, SAP, Bridge ). Además, están dirigidos tanto a los alumnos de la especialidad impartida como a los de todas las demás.

La segunda de las fases consiste en la obtención de datos base, como la toma de datos geológicos, aforos, etc. Para esto, se realizó una visita de campo en enero de 2016 para conocer el terreno por el que discurren las distintas alternativas, y el estado actual de la CV-35. Se realizó además un aforo de tráfico y un reportaje fotográfico.

La tercera de las fases se basa en talleres semanales de trabajo en grupo, a partir de febrero de 2016, para facilitar los intercambios de información entre alumnos, abordar conjuntamente los problemas y buscar la solución óptima. En estos talleres se tiene la oportunidad de comentar el avance de los estudios individuales tanto entre alumnos, como entre alumnos y tutores.

Este método consigue la interacción todos los participantes a la hora de proponer mejoras sobre el diseño de cada una de las alternativas y solucionar los problemas que van surgiendo a lo largo de la redacción de los estudios.

## **6. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL**

Entre las alternativas propuestas, la que produce un menor impacto global sobre el medio es la Alternativa Centro. Durante la fase de construcción es la que menos efectos negativos genera, mientras que en la fase de explotación genera unos impactos similares a los de la Norte ya que su trazado es bastante similar en una gran parte del mismo, difiriendo en la longitud. Por otra parte, la Alternativa Sur genera un gran impacto, principalmente por tratarse de un área mucho menos antropizada y por la dificultad para integrar paisajísticamente las obras de paso sobre el río Chelva.

Las principales diferencias de la Alternativa Centro respecto a las otras alternativas son:

- Menor longitud de trazado.
- Menor superficie a expropiar.
- Elevado número de caminos rurales que reducirán la necesidad de crear nuevas vías de acceso temporales durante la fase de construcción.
- Obras de paso de menor envergadura respecto a la Sur.
- Presenta una mejor conectividad con la CV-346.
- Mejor integración paisajística que las otras dos alternativas.
- Menor impacto sobre la economía local durante la fase de explotación.



## 7. VALORACIÓN ECONÓMICA

En el presente apartado se lleva a cabo una valoración del coste económico asociado al conjunto de las unidades de obra previstas a ejecutar en el estudio de soluciones.

La valoración económica se realiza mediante la definición de las unidades de obra correspondientes, que serán en su gran mayoría comunes a las tres alternativas, siendo su resultado el producto del precio unitario de cada una por su medición.

En los siguientes apartados se resumen los resultados generados por las tres alternativas agrupados en un total de 9 capítulos, correspondiendo éstos a la base del presupuesto de la obra lineal.

Capítulo	Alternativa Sur	Alternativa Centro	Alternativa Norte
Capítulo 1: Movimiento de tierras y demoliciones	1.360.156,72 €	224.139,46 €	1.902.735,53 €
Capítulo 2: Firmes y pavimentos	661.824,16 €	662.749,13 €	1.238.084,83 €
Capítulo 3: Obras hidráulicas	251.750,94 €	108.749,4 €	52.294,84 €
Capítulo 4: Estructuras	5.997.459,68 €	1.872.817,02 €	4.107.858,03 €
Capítulo 5: Adecuación ambiental	194.179 €	194.179 €	194.179 €
Capítulo 6: Señalización y balizamiento.	72.000 €	54.000 €	6.082,33 €
Capítulo 7: Drenaje	89.100 €	75.250 €	89,100 €
Capítulo 8: Seguridad y Salud	171.694,94 €	171.694,94 €	171.694,94 €
Capítulo 9: Gestión de residuos.	171.694,94 €	171.694,94 €	171.694,94 €
<b>Total</b>	<b>8.916.942,73 €</b>	<b>5.552.274,91 €</b>	<b>7.598.150,60 €</b>



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



**DOCUMENTO N°2**

# MEMORIA Y ANEJOS

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 CENTRO



ALUMNOS QUE FORMAN PARTE DE LA ALTERNATIVA **CENTRO**

Alumno	Estudio
Arteaga Ibáñez, Ignacio	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Fernández Benítez, Sandra	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Ortega Díaz, Carlos	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente en el Rincón del Calvo.
García Císcar, Isabel	Diseño geométrico y del firme
Martín-Loeches Romero, Alejandro	Análisis del tráfico y de la seguridad vial
Mascarell Gómez, Alba	Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Estudio hidráulico y afección a cauces

ALUMNOS QUE REALIZAN **ESTUDIOS GENERALES** INCLUIDOS EN EL DOCUMENTO

Alumno	Estudio
Almenar Guiot, Olga	Análisis de la situación actual y propuesta de mejoras
Araque Andreu, Antonio	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Físico
Cola Romero, José Luis	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Biótico
Valero Cercós, Véronique	Estudio Geológico y comprobaciones Geotécnicas



Documentos	Alumno
Memoria	Todos
Valoración económica	Todos

Anejo	Alumno
Geología y geotecnia	Valero Cercón, Véronique
Hidrología y drenaje	Mascarell Gómez, Alba
Situación actual	Almenar Guiot, Olga
Tráfico	Martín-Loeches Romero, Alejandro
Diseño geométrico	García Císcar, Isabel
Seguridad vial	Martín-Loeches Romero, Alejandro
Firmes	García Císcar, Isabel
Estructuras. Puente sobre el barranco del Remedio y CV-346	Arteaga Ibáñez, Ignacio
Estructuras. Puente sobre el barranco del Rincón del Calvo	Ortega Díaz, Carlos
Estructuras. Puente sobre el barranco del Montú	Fernández Benítez, Sandra
Estudio hidráulico y de afección a cauces	Olivas Valera, Sergio

Índice de planos	Alumno
1. Localización	
2. Situación actual	Almenar Guiot, Olga
3. Diseño geométrico del tronco principal	García Císcar, Isabel
3.1. Planta general	
3.2. Planta y perfil	
3.3. Secciones tipo	
3.4. Secciones transversales	
4. Estructuras	
4.1. Puente sobre el barranco del Remedio y CV-346	Arteaga Ibáñez, Ignacio
4.2. Puente sobre el barranco del Montú	Fernández Benítez, Sandra
4.3. Puente sobre el barranco del Rincón del Calvo	Ortega Díaz, Carlos
5. Hidráulica	
5.1. Puente sobre el barranco del Remedio	Olivas Valera, Sergio
5.2. Puente sobre el barranco del Montú	
6. Impacto Ambiental	Cola Romero, José Luis



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



# MEMORIA

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 SUR



## **MEMORIA ALTERNATIVA CENTRO**

### **ÍNDICE**

1. ANTECEDENTES.....	3
2. OBJETO.....	3
3. LOCALIZACIÓN.....	3
4. SITUACIÓN ACTUAL.....	4
4.1. Propuestas de mejora de la travesía .....	4
5. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	4
5.1. Geología y geotecnia.....	4
5.1.1. Geología.....	4
5.1.2. Geotecnia .....	5
5.2. Hidrología y drenaje.....	6
5.3. Estudio de tráfico.....	7
5.4. Trazado.....	8
5.5. Estudio de Seguridad Vial.....	9
5.6. Firmes.....	9
5.7. Estructuras.....	10
5.8. Afcción a cauces.....	11
6. VALORACIÓN DE LA SOLUCIÓN.....	12
6.1. Valoración económica.....	12
6.2. Presupuesto de ejecución material.....	12



## 1. ANTECEDENTES.

El municipio de Chelva, situado en el interior de la provincia de Valencia, en la comarca de Los Serranos, se ve atravesado por la carretera autonómica CV-35, la cual transcurre desde la ciudad de Valencia hasta la comarca del Rincón de Ademuz.

Esta carretera viene caracterizada por un volumen de tráfico medio con un destacable porcentaje de pesados, lo que genera, a su paso por el municipio de Chelva, numerosos inconvenientes, entre los que cabe destacar la contaminación acústica, la mala funcionalidad y seguridad vial, las afecciones sobre elementos situados en la travesía,...

Por los motivos anteriores viene motivado este estudio para la redacción del Proyecto Básico de la variante a la carretera CV-35 a su paso por Chelva, cuyo objetivo es la eliminación de los inconvenientes anteriormente nombrados.

## 2. OBJETO.

El presente Trabajo Final de Grado *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)* consiste en la definición del proyecto constructivo de una variante a la carretera CV-35 a su paso por Chelva, para eliminar o mitigar los problemas que se dan actualmente en dicho tramo.

Estos problemas que se presentan en el tramo son principalmente la disminución de la seguridad vial dentro de la población de Chelva debido a la poca sección de la calzada para el paso de los vehículos pesados procedentes de las instalaciones industriales cercanas al municipio y alrededores, y tiempos de recorrido elevados por la acumulación de pesados.

Ante esta situación y a la vista de una posible expansión de las actividades en dichos polígonos industriales y agrícolas en la zona, se hace necesario el desarrollo del presente trabajo de manera que se mejore la velocidad de desplazamiento y aumente la seguridad vial.

## 3. LOCALIZACIÓN.

Chelva es un municipio de la Comunidad Valenciana, situado en el interior de la provincia de Valencia (Figura 1), concretamente en la comarca de Los Serranos, también conocida como "Alto Turia". Cuenta con una superficie de 190,6 km<sup>2</sup>, linda al norte con los términos de La Yesa, Andilla, Alpuente y Titaguas, al este con Calles, Domeño y Loriguilla, al sur con Loriguilla, Utiel y Requena, al oeste con Benagéber y Tuéjar, todas en la provincia de Valencia.



Figura 1. Localización Chelva

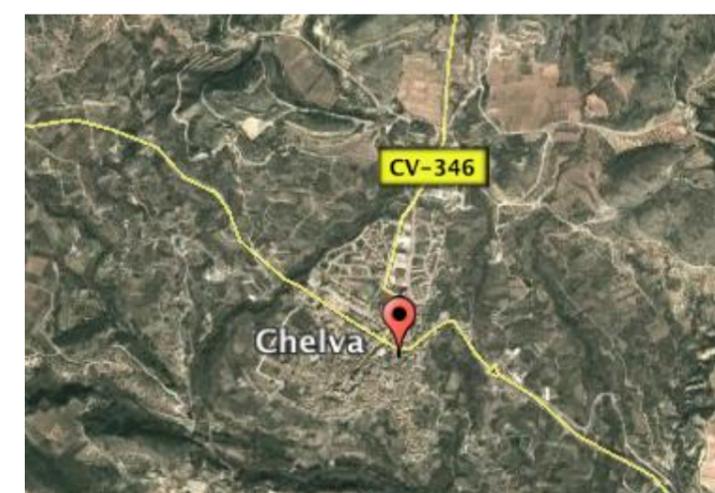


Figura 2. Chelva

Esta alternativa para por una zona próxima al municipio, volteándolo por el Norte, como muestra la Figura 3.

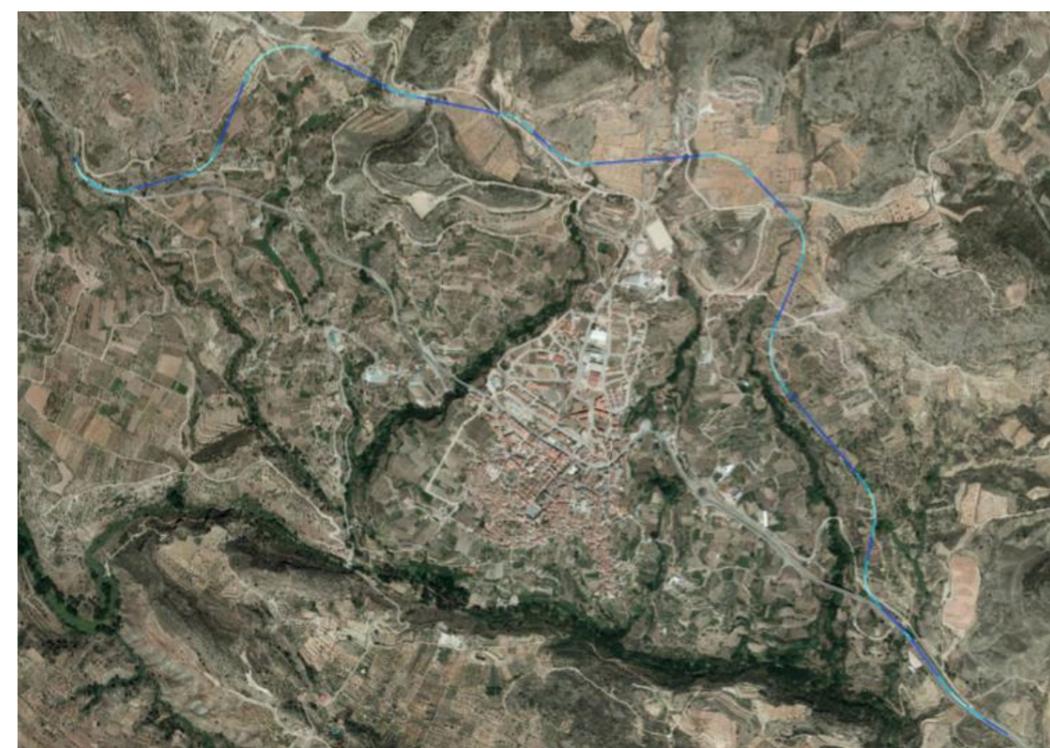


Figura 3. Localización alternativa centro



#### 4. SITUACIÓN ACTUAL.

La carretera CV-35 es una carretera de la provincia de Valencia, que comunica la ciudad de Valencia con el noroeste de la provincia. Popularmente es conocida como la Pista de Ademúz ya que tiene como referencia final la comarca del Rincón de Ademúz. Se convierte en travesía entre los PK 67+400 y el P.K 68+200.

Dicha travesía soporta un tráfico de 2497 vehículos/día con un porcentaje de pesados del 5,4%, calculados a partir de un aforo manual tomado en enero de 2016 complementado con la estación afín CV-35-080. Se prevé para el año de puesta en servicio (2018) un tráfico de 2569 vehículos, con una tasa de crecimiento anual acumulativo del 1.44%.

En vías interurbanas, el Highway Capacity Manual 2010 define seis niveles de servicio para un régimen continuo de circulación, es decir, sin detenciones producidas por intersecciones o semáforos. Estos niveles se hallan numerados de la A a la F, en orden decreciente de calidad El nivel de servicio actual de la travesía calculado como carretera de clase III según el Highway Capacity Manual 2010 es C. En el año horizonte (2018) se prevé el mismo nivel de servicio.

Este tráfico supone importantes interacciones entre diferentes flujos de tráfico: vehículos, vehículos pesados, peatones, bicicletas, etc. Ello supone la existencia de conflictos de tráfico. Los más destacables involucran a vehículos pesados que circulan por la travesía. En varios puntos de la misma dos vehículos pesados no pueden pasar por el mismo punto al mismo tiempo.

Según datos oficiales se han producido accidentes en la travesía, todos ellos con carácter leve y producidos en las intersecciones cuya causa ha sido, en la mayoría de los casos, una infracción de las normas de la seguridad vial.

##### 4.1. Propuestas de mejora de la travesía

En el tramo de carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva, se han encontrado una serie de problemas los cuales se pretenden solucionar.

En primer lugar, se propone la creación de distintos itinerarios peatonales, actualmente inexistentes, que evitarían algunos de los conflictos detectados entre peatones y vehículos que circulan por la travesía.

Además, se propone la reubicación de algunas plazas de aparcamiento para mejorar la circulación de vehículos (tanto ligeros como pesados) por el municipio, habilitando un aparcamiento en la parte norte.

Se realizará la propuesta de mejorar la intersección entre la Av/Madereros y C/Mártires, dado que es una zona donde se producen la mayor parte de los conflictos detectados entre los diferentes flujos de tráfico.

Por último, se propone realizar una mejora del acceso al municipio desde Tuéjar, creando una puerta de entrada al núcleo urbano, con la creación de una glorieta o carril de espera, para mejorar, además, los accesos a otros puntos del municipio.

#### 5. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.

##### 5.1. Geología y geotecnia.

A falta de la redacción del Estudio Geológico-Geotécnico correspondiente a este proyecto, se describen los materiales considerados y los datos empleados para la realización del mismo:

##### 5.1.1. Geología

Relación de materiales localizados en el área de estudio, ordenados en orden decreciente de antigüedad:

Triásico. Buntsandstein

- T<sub>B</sub>: Areniscas silíceas, rosadas y blancas, con arcillas micáceas.

Triásico. Muschelkalk

- T<sub>M1</sub>: Dolomías grises y negras con arenisca dolomítica. Calizas dolomíticas.
- T<sub>M2</sub>: Arcillas y margas rojas, amarillas e irisadas, con yesos y anhidrita.
- T<sub>M3</sub>: Dolomías negras con calizas o calizo-dolomías grises y ocreas.

Triásico. Keuper

- T<sub>K</sub>: Margas abigarradas con yesos y sales solubles.
- T<sub>Ky</sub>: Yesos cristalinos con arcillas rojizas y verdosas.

Jurásico. Hettangiense-Pliensbachiense

- J<sub>11-13</sub>: Dolomías vacuolares, calizas con ostrácodos, calizas oquerosas, calizas dolomitizadas, calizas brechoideas, dolomías oquerosas, calizas con oolitos y calizas con sílex y lumaquelas.

Cuaternario

- Q<sub>a</sub>: Depósitos aluviales. Gravas y arenas.



A continuación se detalla la distribución a lo largo de la traza de la carretera Tabla 1:

PK <sub>inicio</sub>	PK <sub>final</sub>	MATERIAL
0+000	0+756,54	T <sub>K</sub>
0+756,54	0+868,77	T <sub>M2</sub>
0+868,77	1+490,35	Q <sub>a</sub>
1+490,35	2+168,05	T <sub>M3</sub>
2+168,05	3+537,95	Q <sub>a</sub>
3+537,95	3+775,82	T <sub>M3</sub>
3+775,82	4+788,57	Q <sub>a</sub>

Tabla 1. Distribución a lo largo de la traza

Otras consideraciones que se debe considerar:

- Zona no sísmica.

### 5.1.2. Geotecnia

#### Estabilidad de taludes

En roca:

- T<sub>M1</sub>
- T<sub>M3</sub>
- J<sub>11-13</sub>

Admiten taludes verticales. Se recomienda saneo y/o sostenimiento según tamaño de bloque.

En suelos:

- T<sub>M2</sub>: 1H:3V hasta 9m.
- T<sub>K</sub>: 1H:3V hasta 8m.
- T<sub>Ky</sub>: 1H:3V hasta 9m.
- Q<sub>a</sub>: 2,5H:1V hasta 3m.

Datos obtenidos mediante el programa informático SLIDE, según los métodos de Bishop y Janbú simplificados. La altura indicada es la máxima que verifica los coeficientes de estabilidad global de los taludes para ambos métodos.

#### Estudios para el cálculo de cimentaciones en suelos:

La siguiente Tabla 2 presenta los valores de la carga de hundimiento, en kPa, de los suelos, obtenidos según el método de Brinch-Hansen para un área eficaz de 1m<sup>2</sup> y distintos planos de cimentación, D.

	Carga de hundimiento, q <sub>h</sub> (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T <sub>k</sub>	2024,8	2534,5	3090,5	3624,2	4147,7
T <sub>m2</sub>	2091,4	2525,2	3001,8	3452,4	3891,2
T <sub>ky</sub>	2050,8	2445,9	2881,0	3289,8	3686,7
Q <sub>a</sub>	210,2	415,4	635,4	856,6	1078,1

Tabla 2. Valores carga de hundimiento

Por último, se indican las tensiones máximas admisibles, en kPa, correspondientes a un factor de seguridad F=3 (Tabla 3).

	Tensión máxima admisible, σ <sub>adm</sub> (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T <sub>k</sub>	674,9	844,8	1030,2	1208,1	1382,6
T <sub>m2</sub>	697,1	841,7	1000,6	1150,8	1297,1
T <sub>ky</sub>	683,6	815,3	960,3	1096,6	1228,9
Q <sub>a</sub>	70,1	138,5	211,8	285,5	359,4

Tabla 3. Tensiones máximas admisibles

#### Estudios para el cálculo de cimentaciones en roca:

Aplicando el apartado 4.5.3 de la Guía de cimentaciones en obras de carretera, se han obtenido los siguientes valores de presión admisible (coeficiente de seguridad implícito):

$$T_{M1} = 1,92\text{MPa}$$

$$T_{M3} = 1,55\text{MPa}$$

$$J_{11-13} = 3,5\text{MPa (Torrecilla-La Gitana); } 2,22\text{MPa (El Barco-Norte); } 4,7\text{MPa (Norte final).}$$



**5.2. Hidrología y drenaje.**

El objetivo del estudio hidrológico del drenaje, es principalmente la obtención de los caudales pico de crecida que genera el sistema hidrológico de la zona de estudio para diferentes periodos de retorno. Una vez obtenidos los caudales de crecida se pueden dimensionar las obras de drenaje transversal y longitudinal.

Para poder obtener los caudales de crecida en primer lugar se define el sistema hidrológico, para seguidamente poder caracterizarlo obteniendo sus características hidromorfométricas.

Seguidamente se estima el parámetro de producción de escorrentía. Para la obtención de este parámetro, se definirán los usos del suelo que forman la cubierta de nuestra zona de estudio, esta información la obtendremos del SIOSE. También se definirá la capacidad de uso para el suelo agrícola, suministrada por el COPUT además de la pendiente del terreno. Finalmente para la obtención del umbral de escorrentía se implementará la información obtenida en la tabla del BORM (Boletín Oficial de la región de Murcia).

P <sub>0</sub>	
IC1	14.16
SC2	10.85
IC3	14.38
SC4	10.31
IC5	9.57
SC6	10.43
IC7	11.72
SC8	10.05
IC9	14.82
SC10	12.14
SC11	13.83
IC12	14.35
SC13	35
SC14	29.5
IC15	35
SC16	15.54

Tabla.1 Cuantiles de Pd máxima anual adoptados para la cuenca

La serie histórica de la pluviometría de la zona se ha obtenido del resultado de completar los registros de dos estaciones de aforos, la cual llamamos Chelva-Tuéjar. A continuación se obtienen los cuantiles de precipitación máxima anual para poder realizar un análisis estadístico de máximos pluviométricos. Para ello se han empleado las distribuciones siguientes ajustadas por máxima verosimilitud. Gumbel, General Extreme Value (GEV),

Two Component Extreme Value (TCEV) y Square Root Exponential Type Distribution of the Maximum (SQRT-ETmax).

PERIODO DE RETORNO	CUANTILES
10	78.372
25	143.811
50	210.775
100	277.382
200	343.73
500	431.272

Tabla.2 Cuantiles de precipitación máxima anual

Para la transformación lluvia-escorrentía, dadas las características de la cuenca, la imposibilidad de calibrar con fiabilidad el modelo hidrológico y los requerimientos de la modelación hidráulica, se ha empleado el método de Témez Modificado. A continuación se han comparado las curvas IDF con la formulación de Témez (1978) y la formulación de Salas (2005), adoptando finalmente las curvas de intensidad-duración y frecuencia IDF de Salas (2005), para calcular los caudales de crecida.

	IC1	SC2	IC3	SC4	IC5	SC6	IC7	SC8	IC9	SC10	SC11	IC12	SC13	SC14	IC15	SC16
10	1.0	3.0	0.2	1.2	0.2	3.3	0.6	4.5	0.4	2.5	0.4	0.3	0.01	0.04	0.01	2.9
25	3.5	9.2	0.7	3.6	0.7	10.0	1.9	13.8	1.3	8.2	1.5	0.9	0.3	0.3	0.2	10.5
50	6.8	17.0	1.4	6.5	1.3	18.2	3.6	25.2	2.4	15.4	2.9	1.8	0.9	0.7	0.5	20.8
100	10.5	25.3	2.1	9.6	1.9	27.0	5.4	37.5	3.8	23.2	4.5	2.7	1.6	1.3	0.9	32.4
200	14.3	33.9	2.9	12.9	2.5	36.1	7.3	50.1	5.2	31.3	6.1	3.8	2.4	1.9	1.4	44.7
500	19.6	45.5	4.0	17.2	3.3	48.3	9.8	67.1	7.1	42.3	8.4	5.1	3.7	2.7	2.0	61.6

Tabla.3 Caudales de crecida

Una vez obtenidos los caudales de crecida se prosigue con el esquema de las inundaciones externas e internas que nos definirán las obras de drenaje longitudinal y transversal que se han de dimensionar. Por una parte se calculan los caudales del sistema hidrológicos vertientes a la carretera, por otra, se calculan los caudales que aporta la plataforma de la propia traza.

A continuación se muestra el esquema de las ODTs y las ODLs.

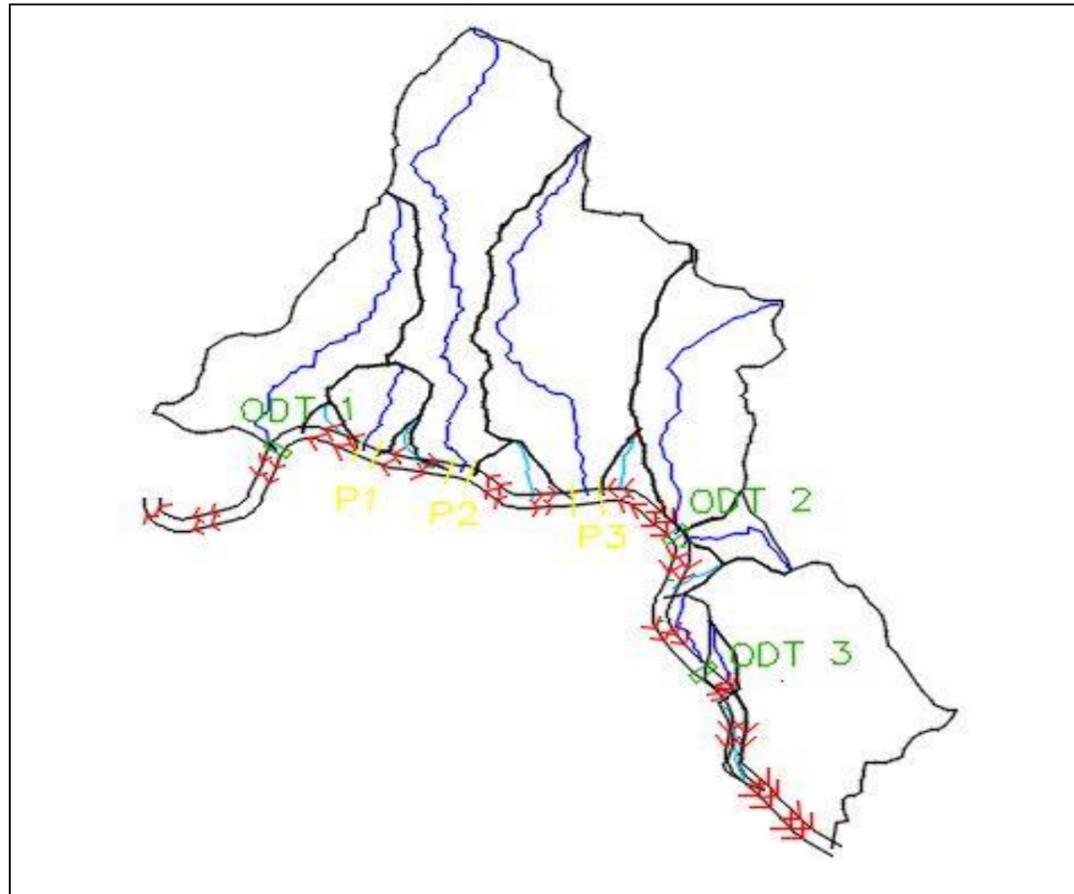


Figura 4 Esquema de drenaje longitudinal y transversal

### 5.3. Estudio de tráfico.

En el anejo correspondiente al análisis del tráfico se pretende estudiar el volumen de vehículos que circulan por el trazado actual de la CV-35 a su paso por el municipio de Chelva y estimar el volumen potencial que soportaría la nueva variante objeto de estudio, para que una vez obtenidos los resultados principales del anejo tales como la IMD que determinará la capacidad y el nivel de servicio de la vía, éstos puedan ser de aplicación en los restantes anejos de este estudio básico.

Para empezar se realizó el estudio del flujo de tráfico actual mediante la toma de datos en aforos manuales. Los datos obtenidos durante una de las visitas a la zona de actuación son puestos en comparación con los proporcionados por una estación afín. Mediante reglas de tres se obtuvo la IMD (intensidad media diaria) en la actualidad, debido a que el aforo manual realizado en un día laborable tuvo una duración de seis horas. Se muestran los resultados a continuación:

$$I_{lab,6h,1,aforo} = 923 \rightarrow IMD_{año,1} = 2497 \text{ veh/día}$$

$$I_{lab,6h,1,Estacion.Afin} = 728 \rightarrow IMD_{año,1,Estacion.Afin} = 1969 \text{ veh/día}$$

$$I_{lab,6h,2,aforo} = 784 \rightarrow IMD_{año,2} = 2121 \text{ veh/día}$$

$$I_{lab,6h,ero,2,Estacion.Afin} = 728 \rightarrow IMD_{año,2,Estacion.Afin} = 1969 \text{ veh/día}$$

$$I_{lab,6h,,,} = 372 \rightarrow IMD_{año,Var} = 1007 \text{ veh/día}$$

$$I_{lab,6h,,,Afin} = 728 \rightarrow IMD_{año,Var,Estacion.Afin} = 1969 \text{ veh/día}$$

En la Figura 4 siguiente se adjunta, además, un esquema del tráfico actual que representa el reparto de tráfico para cada sentido entre la variante potencial y la carretera existente:

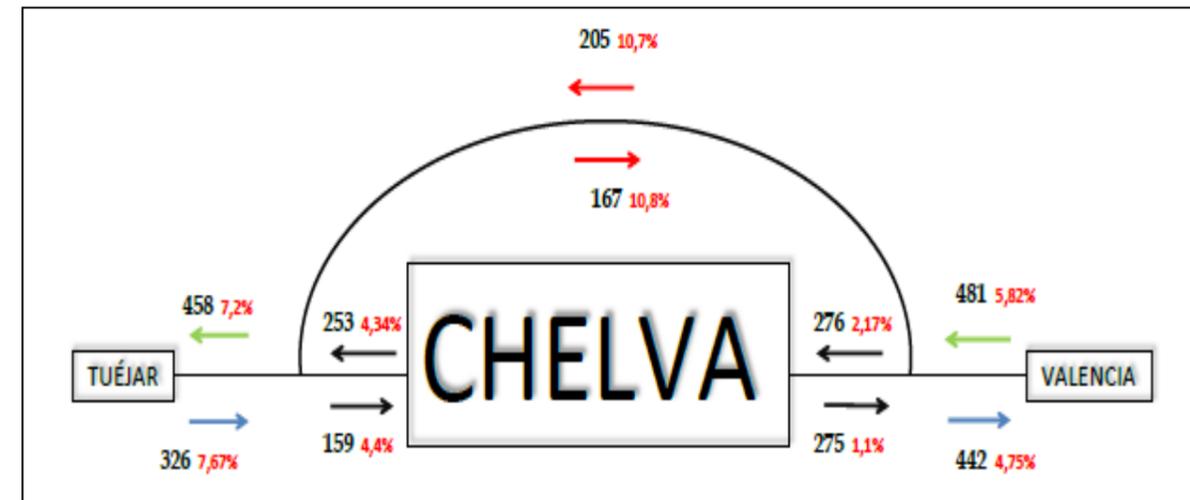


Figura 4: Reparto de tráfico. Situación potencial. Fuente: elaboración propia, Anejo nº4: Análisis del tráfico.

Una vez obtenida la IMD actual, se realiza una prognosis de tráfico con el objetivo de determinar el volumen de tráfico para el año de la puesta en servicio (2021) y para el año horizonte (2041). A su vez, se determinan la IHP (intensidad de hora punta) y el FHP (factor de hora punta), que serán usados en apartados posteriores.

Después de haber analizado el tráfico, se procede a realizar el análisis de la capacidad y del nivel de servicio de la futura variante para predecir, dadas unas condiciones iniciales, cuál será la máxima intensidad que podría circular por la vía en condiciones de seguridad y operatividad sin alcanzar el colapso de la misma. El proceso de cálculo puede ser consultado en el Anejo nº 4.

Todos los cálculos y procesos realizados han sido realizados de acuerdo con el *Highway Capacity Manual 2010* (HCM), la norma estadounidense que determina la capacidad y el

nivel de servicio bajo ciertas condiciones ideales de circulación que son modificadas conforme avanza el proceso de cálculo para adaptarse a las características particulares del trazado. En el caso particular objeto de estudio han sido obtenidos los siguientes resultados:

PASO 2: Estimar velocidad de flujo libre		PASO 5: Ajuste de demanda	
BFFS	47	FHP	0.88
$F_{ls}$	3	$f_{PTSE}$ Rolling	0.71
$F_a$	2.5	$E_T$ Rolling	1.9
<b><math>FFS_d</math></b>	<b>41.5</b>	$P_T$	10.8
		<b><math>f_{HVPTSE}</math></b>	<b>0.911410864</b>

PASO 6: Porcentaje de tiempo en cola		PASO 8: Determinación del nivel de servicio	
$V_{dPTSE}$	91	A	
$V_{oPTSE}$	61	B	SI
$f_{uPTSE}$	53.5	C	
$BPTSF_d$	10.66628522	D	
a	-0.0014	E	
b	0.973		
<b><math>PTSF_d</math></b>	<b>42.69589048</b>		

Figura 5: Determinación del nivel de servicio. Fuente: elaboración propia, Anejo nº5: Análisis del tráfico.

Como complemento al cálculo del nivel de servicio, se realiza un análisis de sensibilidad para disipar la incertidumbre que existe con respecto al porcentaje de tráfico que se repartiría entre el trazado actual restituido y la variante. Dado que los porcentajes obtenidos corresponden a un aforo realizado en un día laborable cualquiera, se debe asumir que existe cierta aleatoriedad que generará dispersión en los resultados, poniendo de manifiesto la necesidad de determinar el nivel de servicio de forma más exhaustiva. Para estudiar el nivel de servicio en el supuesto descrito, se ha utilizado el llamado *Método de Montecarlo*, cuya implementación y resultados pueden ser consultados en el apartado dedicado al análisis de sensibilidad del Anejo nº 4.

#### 5.4. Trazado.

El trazado ha sido diseñada en base a la Instrucción de Carreteras 3.1-IC del Ministerio de Fomento, y por tanto cumple las exigencia de esta normativa, como se detalla en el Anejo 5: *diseño geométrico*

La variante es una carretera convencional de dos carriles, uno para cada sentido de circulación, con características de una C-60. Posee aproximadamente 4.300 metros de longitud. El trazado de esta carretera el volumen de tráfico que atraviesa el municipio de Chelva.

La sección transversal es una plataforma de 11 metros con las siguientes características:

- Carril: 3,5 metros
- Arcén 1 metro
- Berma: pavimentada de 1 metro

En las zonas donde ha sido necesario se han dispuesto cunetas trapezoidales.

En la Figura 6 queda esquematizada la sección transversal.

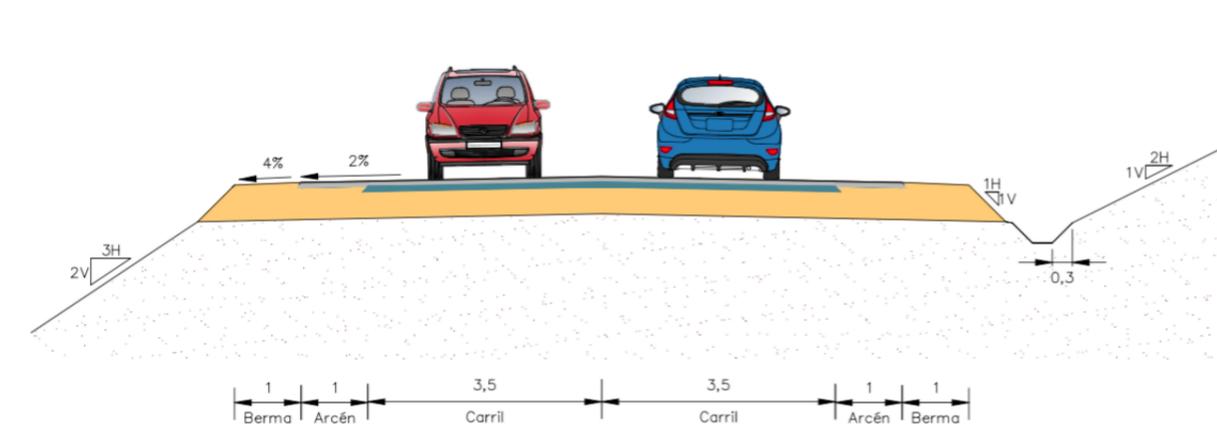


Figura 6. Sección transversal

Dada la sinuosidad de la orografía del terreno, como se puede observar en el perfil longitudinal (Figura 7), los movimientos de tierra son importantes.

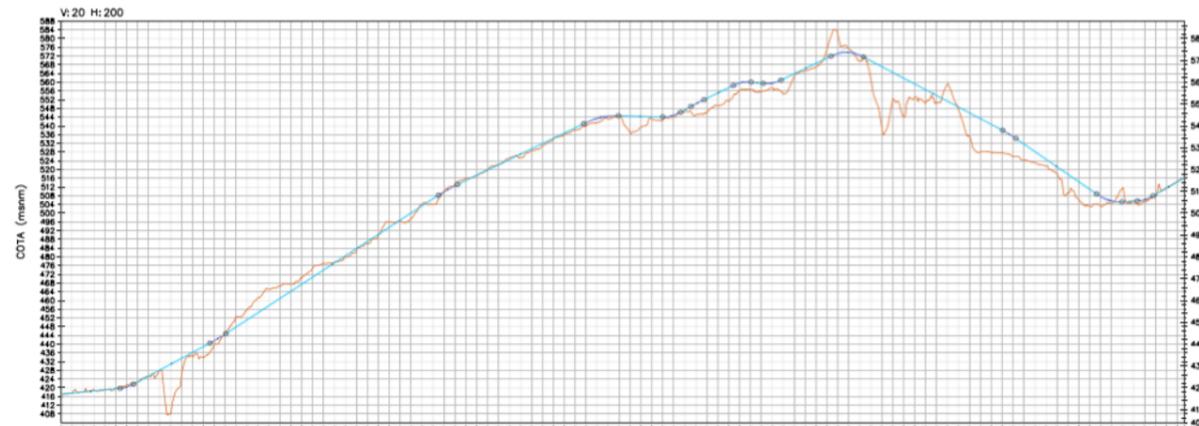


Figura 7. Perfil longitudinal

### 5.5. Estudio de Seguridad Vial.

En el anejo correspondiente al estudio de la seguridad vial se persigue garantizar el cumplimiento de la normativa por parte del diseño geométrico que proporcione como resultado un trazado con condiciones de operatividad y seguridad óptimas para los usuarios.

Para garantizar dichas condiciones de seguridad en lo que a términos de velocidad se refiere, se parte del estado de alineaciones perteneciente al diseño geométrico como base para determinar su perfil de velocidad de operación. El proceso de obtención de dicho perfil se detalla en el *Anejo nº 6*.

Una vez obtenido el perfil de velocidad de operación, se analiza su consistencia para evaluar si las condiciones que se encontrarán los futuros usuarios de la variante se adecúan a sus expectativas. Esta evaluación se realiza mediante la comparación de los resultados obtenidos con los valores recomendados por el Criterio II de Lamm para consistencia local y con un parámetro C de consistencia global. Dichos criterios son los siguientes:

CRITERIO II DE LAMM: CONSISTENCIA SEGÚN V <sub>85</sub>		
Buena	Aceptable	Pobre
$ V_{85,i} - V_{85,i+1}  \leq 10$	$10 \leq  V_{85,i} - V_{85,i+1}  \leq 20$	$ V_{85,i} - V_{85,i+1}  > 20$
Mantener el diseño	Señalización o rediseño	Rediseño del trazado

Tabla 4. Cálculo de la consistencia local entre elementos consecutivos. Fuente: elaboración propia aplicando el Criterio II de Lamm.

CRITERIO DE CONSISTENCIA GLOBAL		
Buena	Aceptable	Pobre
$C > 5$	$3,9 < C \leq 5$	$3,9 \leq C$

Tabla 5. Criterio consistencia global. Fuente: elaboración propia.

Los resultados obtenidos proporcionan un parámetro global de consistencia de  $C=4,381$  y unos valores de consistencia locales entre lo considerado como bueno y aceptable (ver *Anejo nº 6*). Cabe destacar que este proceso ha sido realizado de forma iterativa, ya que para obtener el trazado definitivo, se han utilizado estos criterios para introducir progresivamente las modificaciones pertinentes.

Otro parámetro que ha influido en el diseño es la visibilidad de parada. Se ha realizado por ello un análisis de visibilidad cuyos resultados pueden apreciarse tanto en el *Anejo nº 5* como en el *Anejo nº 6*. La interacción entre el diseño y la seguridad vial vuelve a ser crucial en este apartado, y como se puede comprobar en el *Apéndice III* correspondiente al *Anejo nº 6*, la primera comprobación dio lugar a un rediseño del trazado, poniendo de manifiesto la importancia de la coordinación entre ambas partes.

Se realiza por último una estimación de accidentes para los próximos diez años mediante un SPF (Safety Performance Function), que valiéndose de una fórmula dependiente de parámetros determinados por el autor, utiliza la longitud del trazado, su consistencia y su IMD para estimar el número de accidentes y poder compararlos con los datos históricos disponibles en un periodo de diez años (2002-2011).

	Actualidad (2016)	Puesta en servicio (2021)	Año horizonte (2041)
IMD promedio	2156	2315	3082
$y_{10}$ (accidentes)	8,102	8,61	10,9

### 5.6. Firmes.

Para la determinación del firme se han estudiado diferentes alternativas atendiendo a criterios económicos y técnicos. La solución adoptada, es una de las combinaciones presente en la Norma 6.1 IC "Secciones de Firme" del Ministerio de Fomento.

Tras el tratamiento de datos del aforo manual realizado el 28 de enero de 2016, se ha obtenido una  $IMD_p$  para el año horizonte de 118 vehículos pesados/días, 65 vehículos pesados/día para el carril de proyecto. Esto establece una categoría T31 de tráfico pesado.

La explanada está definida tanto por la categoría del tráfico como por el material de la traza de la carretera. Al no tener una categoría de tráfico muy elevada se proyecta una explanada E2. Como la traza discurre sobre roca, la solución para la explanada es la que se muestra en la Figura 8.



Figura 8. Solución explanada

El paquete de firmes para la calzada, en todo el trazado de la variante, es la sección 3121, como se puede ver en la Figura 9:



Figura 9. Solución adoptada. Fuente: Norma 6.1-IC

La sección del firme esta compuesta por 40 centímetros de zahorra artificial y 16 de mezcla bituminosa. Esta última se divide en tres capas: la base de  $\_$  centímetros de mezcla  $\_$ , la capa intermedia de X centímetros de mezcla X y la capa de rodadura de X centímetros de mezcla X.

En la tabla se muestra con detalle el paquete de firme adoptado.

Capa	Mezcla	Espesor	Betún	Dotación (% en masa)
Rodadura MBD	BBTM 8 B	3 cm	50/70	4.75%
Riego de adherencia C60BP3 ADH				
Intermedia MBC	AC32 bin S	5 cm	50/70	4%
Riego de adherencia C60BF3 ADH				
Base MBC	AC32 base G	8 cm	50/70	4%
Riego de imprimación C60BF4 IMP				
Base	Zahorra artificial	40 cm	-	-

Tabla 6. Detalle firme adoptado. Fuente: elaboración propia.

El firme para los arcenes posee el mismo espesor tanto de capa de rodadura como intermedias. Debajo de estas dos capas se rellena una zahorra artificial hasta alcanzar la cota de la explanada.

### 5.7. Estructuras.

En el anejo correspondiente al cálculo y diseño de estructuras se pretende resolver los desniveles existentes en el trazado de la carretera diseñada en el anejo de trazado.

Como se puede observar en dicho capítulo, existen 3 desniveles de importancia a salvar mediante la construcción de 3 puentes. El primero se encuentra situado en el barranco del

Remedio entre el PK 2+569,97 y el PK 2+664,87. El segundo en el barranco del Montú se presentará en septiembre. Y el tercero en el barranco del Rincón del Calvo entre el PK 3+695,94 y el PK 3+876,84.

El primer puente está formado por 3 vanos de 29,20; 36,50 y 29,20 metros y el tercero por 5 vanos de 31,50 metros en los vanos extremos y 39,30 metros los centrales.

Como el rango de luces en los dos puentes se encuentra en un intervalo que permite la construcción de una misma tipología de puente, para ahorrar en costes de construcción así como por la idoneidad de la solución para estos rangos de luces, se ha optado en los dos casos por una solución tipo losa de canto constante, siendo ésta de 1,35 metros para el primer caso y de 1,40 metros para el tercero.

Las dos losas se encuentran aligeradas mediante aligeramientos circulares de poliestireno expandido, en el caso del primer y tercer puente hay 3 aligeramientos de 0,45 metros de radio con una separación entre centros de 1,30 metros.

El ancho de los tableros es de 10,50 metros según se indica en la normativa 3.1 IC, estando conformado por 2 carriles de 3,50 metros, 2 arcenes de 1 metro y 2 pretilas de 0,75 metros de ancho cada uno.

Dichos tableros presenta un bombeo del 2% hacia ambos lados, conseguido mediante relleno de hormigón no estructural que se debe considerar como carga muerta a la hora de proyectar el puente.

Ambos puentes están pretensados mediante 2 tendones por alma (4 almas), estando cada tendón formado por 22 torones, y siendo la fuerza de pretensado de cada tendón de 4296,6 KN, equivalente a un 70% de su fuerza de rotura.

En el caso del puente del barranco del Rincón del Calvo, será necesario preestablecer el trazado del pretensado, pues, debido a su longitud es necesario realizar el puente por fases y por tanto los cables de pretensado deben pasar por el punto medio de la sección en el cambio de fase para realizar las operaciones de tesado, las cuales se realizarán siempre desde el final de cada fase y del final del puente.

En cuanto a las pilas se han seleccionado pilas circulares para disminuir las afecciones que puedan sufrir en el caso de presencia de agua. En el primer puente éstas presentan unas alturas entre 4 y 6 metros, y en el otro entre 9 y 25 metros. Las zapatas serán de 5,50 x 7,50 x 1,50 en el primer caso para ambas pilas, mientras que en el segundo se diferencian dos casos, las superiores a 12 metros tendrán una zapata de 6,7 x 6,7 x 1,15 y la inferior de 7,4 x 7,4 x 1,3.



### 5.8. Afección a cauces.

Se ha llevado a cabo el 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 Centro, analizando así la respuesta de los mismos frente a la avenida de 500 años de periodo de retorno. Estas situaciones han sido las siguientes:

- Situación actual. En ella se analiza la respuesta hidráulica de los tres barrancos objeto de estudio frente a la avenida de 500 años, comprobando que ésta permanece en todo momento en el interior de los cauces de cada uno de ellos, respectivamente.
- Situación con las estructuras contempladas en la alternativa sobre los barrancos del Remedio y del Montú, respectivamente. La avenida de 500 años afecta a las estructuras de la Alternativa Centro, poniendo en peligro su estabilidad debido a la socavación potencial generada por el flujo de la avenida.

Como consecuencia de lo anterior, se dimensionan unas medidas de protección para que las estructuras de la Alternativa Centro no se vean afectadas y sean estables frente al paso de la corriente durante los episodios de avenidas en dichos barrancos. Estas medidas consisten en:

- Regularización del cauce. En esta actuación se modificará la sección transversal de cada barranco, tanto en el lecho como en las márgenes, evitando así taludes elevados, homogeneizando la sección y mejorando la capacidad hidráulica de la misma. También se crearán bermas horizontales alrededor de las cimentaciones de las pilas que faciliten tanto la ejecución de las mismas como la colocación de las medidas de protección alrededor de ellas (Figura 10 y Figura 11).
- Actuación bajo los puentes. Se protegerá el lecho y las márgenes del cauce frente a la erosión general con un revestimiento de geoceldas de 20 cm de espesor en el caso del barranco del Remedio, y con un revestimiento de escollera ( $D_{50} = 0.3$  m) de dos capas de espesor en el caso del barranco del Montú. Las pilas de los puentes se protegerán frente a la socavación local con un manto de escollera de dos capas en ambos casos, de 0.6 y 0.8 metros de espesor respectivamente.
- Actuación en las zonas de aguas arriba y aguas abajo de los puentes, envolventes de la actuación anterior. En esta intervención se establecerá una zona con una estabilidad y rugosidad suficientes para que se resistan las tensiones tangenciales generadas por el paso de la corriente, protegiendo así el lecho y las márgenes frente a la erosión general. Además, en el caso del barranco del Montú, se rectificará también la pendiente longitudinal del lecho para evitar el régimen crítico y pasar al régimen lento en las inmediaciones del puente, creando las adecuadas zonas de transición y condiciones de contorno del flujo tanto aguas arriba como

aguas abajo del tramo que se desea proteger mediante los denominados “rastrillos de escollera”.

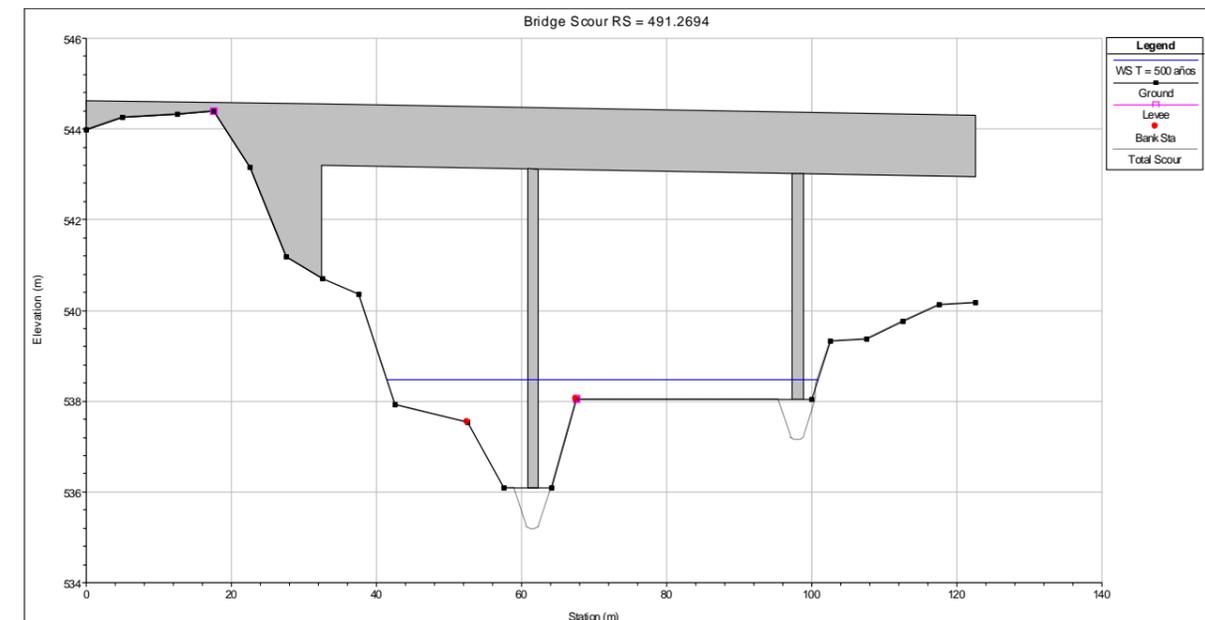


Figura 10. Alternativa Centro, puente sobre el barranco del Remedio. Regularización de la sección transversal del tramo a proteger (60 m) y socavación local en pilas. (HEC-RAS).

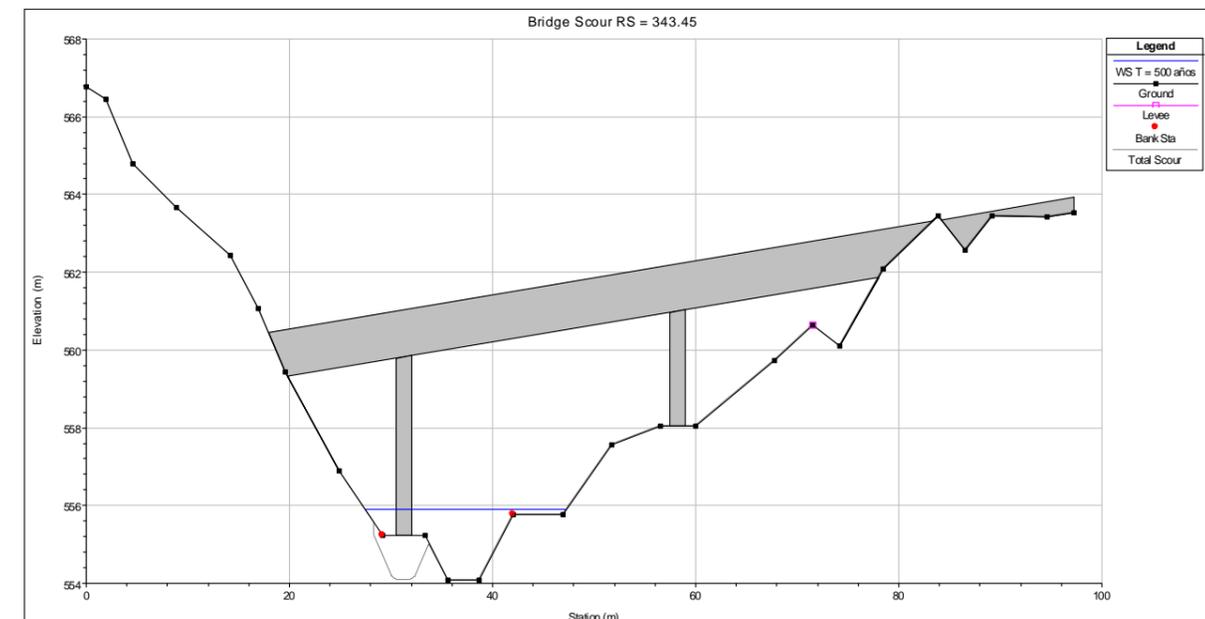


Figura 11. Alternativa Centro, puente sobre el barranco del Montú. Regularización de la sección transversal del tramo a proteger (60 m) y socavación local en pilas. (HEC-RAS).



Tras la el estudio de dichas medidas, su definición, dimensionamiento y caracterización de las mismas, la estabilidad del cauce frente a la erosión general y de las pilas frente a la socavación local está garantizada, así como la capacidad hidráulica de cada uno de los barrancos en los tamos de estudio.

Por último, cabe destacar que estas medidas de protección son una solución técnica y económicamente viable, así como respetuosas con el medio ambiente.

## 6. VALORACIÓN DE LA SOLUCIÓN

### 6.1. Valoración económica.

En el presente apartado se lleva a cabo una valoración del coste económico asociado al conjunto de las unidades de obra previstas a ejecutar en el estudio de soluciones.

La valoración económica se realiza mediante la definición de las unidades de obra correspondientes, que serán en su gran mayoría comunes a las tres alternativas, siendo su resultado el producto del precio unitario de cada una por su medición.

### 6.2. Presupuesto de ejecución material.

A continuación se detalla la valoración económica del total de cada uno de los capítulos considerados, dado que las unidades de obra quedan pormenorizadas al final de este trabajo en el *Documento nº 4: Valoración económica*.

Capítulo 1: Movimiento de tierras y demoliciones	2241390,46 €
Capítulo 2: Firmes y pavimentos	662749,13 €
Capítulo 3: Obras hidráulicas	108749,4 €
Capítulo 4: Estructuras	1872817,02 €
Capítulo 5: Adecuación ambiental	194179 €
Capítulo 6: Señalización y balizamiento.	54000 €
Capítulo 7: Drenaje	75250 €
Capítulo 8: Seguridad y Salud	171694.939 €
Capítulo 9: Gestión de residuos.	171694.939 €
<b>Total (Presupuesto de ejecución material)</b>	<b>5.552.274,91 €</b>

Tabla 7. Valoración económica. Fuente: elaboración propia.

Es necesario destacar que en el capítulo 4 dedicado a estructuras, uno de los tres puentes ha sido calculado mediante ratios, debido a que los datos de las unidades de

obra no estaban disponibles. Para ello, se la realizado una media entre el coste por metro lineal de los otros dos puentes y el valor obtenido se ha aplicado al puente en cuestión multiplicándolo por su longitud. Esto puede observarse en el apartado 4.3 del *Capítulo 4: Estructuras* correspondiente a la valoración económica que se ubica en el *Documento nº4: Valoración económica*.



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



# ANEJOS

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 CENTRO



## ÍNDICE DE ANEJOS

1. Geología y geotecnia.
2. Hidrología y drenaje.
3. Situación actual.
4. Análisis del tráfico.
5. Diseño geométrico.
6. Seguridad vial.
7. Firmes.
8. Estructuras. Puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
9. Estructuras. Puente sobre el barranco del Rincón del Calvo.
10. Estructuras. Puente sobre el barranco del Montú.
11. Estudio hidráulico y de afección a cauces.



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



**ANEJO N°2**

# **HIDROLOGÍA Y DRENAJE**

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 VALÈNCIA).

**ALTERNATIVA CENTRO**



## INDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	2
1.1	Metodología hidrológica.....	2
1.2	Información empleada.....	2
2.	CARÁCTERIZACIÓN HIDROLÓGICA.....	3
2.1.	Introducción .....	3
2.2.	Pre procesamiento de la cartografía base.....	3
2.3.	Identificación del sistema hidrológico.....	4
2.4.	Características hidromorfológicas.....	7
2.5.	Parámetro de producción de escorrentía.....	8
2.5.1	Estudio de las variables.....	8
2.5.2	Estimación del $P_0$ .....	14
3.	ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LOS MÁXIMOS PLUVIOMÉTRICOS.....	19
3.1.	Introducción.....	19
3.2.	Información pluviométrica existente.....	19
3.3.	Análisis de las series de máximos mensuales.....	20
3.4.	Fundamentos de la metodología estadística empleada.....	24
3.5.	Resultados.....	25
4.	MODELO LLUVIA-ESCORRENTÍA.....	27
4.1.	Metodología del modelo.....	27
4.2.	Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia.....	28
4.2.1	Curva IDF Témez (1978).....	28
4.2.2	Curva IDF Salas (2005).....	



---

5. CALCULO HIDRAULICO DEL DRENAJE LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL...	33
5.1 .Esquema.....	36
5.1.1 Esquema de las obras de drenaje longitudinal.....	37
5.1.2 Esquema de las obras de drenaje transversal.....	37
5.2. Caudales de diseño para la solución finalmente adoptada.....	37
5.2.1 Caudales de diseño del sistema vertiente a las obras de drenaje.....	38
5.2.2 Caudales de diseño de la plataforma a las obras de drenaje.....	38
5.2.3 Caudales totales para el dimensionamiento de las obras de drenaje.....	41
5.3. Dimensionamiento de las obras de drenaje.....	41
5.3.1 Dimensionamiento de las obras de drenaje transversal.....	41
5.3.2 Dimensionamiento de las obras de drenaje longitudinal.....	41
6. Referencias bibliográficas.....	42

## APENDICE I – ESTACIÓN DE AFORO AFÍN



## 1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se definen los caudales de crecida del sistema hidrológico vertiente a la variante, para diferentes periodos de retorno, con el objetivo de calcular posteriormente el drenaje superficial de dicha carretera además del cálculo de la socavación de los puentes desarrollado en el “Anejo13. Estudio hidráulico y de afección de cauces:”

La variante que planteamos se encuentra en Chelva, municipio de la Comunidad Valenciana, situado en el interior de la provincia de Valencia, a 68km de Valencia.

Se plantea la variante de la CV-35, como consecuencia de que esta, que atraviesa Chelva de norte a sur, se caracteriza por un volumen de tráfico medio, con relativamente elevado porcentaje de vehículos pesados, lo que supone una limitación de la funcionalidad del tramo de travesía. El volumen de tráfico inducido sobre el municipio genera muchos inconvenientes, destacando una falta de confort y de seguridad vial, para los habitantes de Chelva, además de problemas de contaminación acústica. como una mejora al tráfico en la población.

La alternativa que se estudia en este documento es la alternativa centro, que discurre por el norte del municipio atravesando de este a oeste los barrancos el Calvo, Remedio y Montú.

### 1.1 Metodología hidrológica.

La caracterización hidromorfométrica del sistema hidrológico y la estimación del parámetro de producción de escorrentía  $P_0$  se ha realizado mediante herramientas SIG y CAD a partir del modelo digital del terreno, ortofotos de la extensión de estudio, usos del suelo suministrado por el SIOSE, y la capacidad del suelo para el uso agrícola suministrada por la COPUT, todo ello se presenta en el capítulo 2 del estudio.

La obtención de los cuantiles de precipitación diaria máxima anual se ha llevado a cabo mediante un análisis estadístico de los datos pluviométricos de estaciones próximas a la cuenca de estudio, lo cual se presenta en el capítulo 3 del estudio.

Para la transformación lluvia-escorrentía, dadas las características del sistema vertiente a la variante (la subcuenca más grande tiene una extensión de 1.172 km<sup>2</sup>), la imposibilidad de calibrar el modelo hidrológico (evidentemente, ninguna subcuenca del sistema esta aforada) y los requerimientos de la modelación hidráulica (el dimensionamiento de las

obras de drenaje se hacen en régimen estacionario a caudal pico), se ha empleado el método de Témez Modificado como marca la instrucción 5.2 – IC Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras.

### 1.2 Información empleada.

- La capacidad de uso agrícola del suelo suministrada por la Conselleria d'Obres Públiques, Urbanisme i Transports (COPUT a partir de ahora) en el año 1998.
- El uso del suelo proporcionado por el Sistema de Información sobre Ocupación del Suelo en España (SIOSE a partir de ahora) del año 2011. En el sistema geodésico de referencia ETRS89 y proyección UTM. Escala de referencia 1:25000.
- Material fotográfico de fuente propia obtenido, obtenido de la visita de campo.
- Ortofotos a escala 1:50000 de la hoja 666 del Plan Nacional de Ortografía Aérea (PNOA). En el sistema geodésico de referencia ETRS89 y proyección UTM suministrada por el instituto geográfico nacional (IGN a partir de ahora).
- Modelo Digital del Terreno (MDT) con paso de malla de 5 metros de la hoja 666. En el sistema geodésico de referencia ETRS89 y proyección UTM suministrado por el instituto geográfico nacional (IGN).
- Series de precipitación diaria máxima mensual de las siguientes estaciones de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET): 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.
- Boletín Oficial de la Región de Murcia. Número 173 (28 de julio de 2007).
- Instrucción 5.2 – IC Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras marzo (2016).



## 2. CARÁCTERIZACIÓN HIDROLÓGICA

### 2.1. Introducción

En este apartado se define el sistema hidrológico, identificándolo en una cartografía base. Seguidamente se hallarán las características hidromorfológicas, así como los parámetros de producción de escorrentía. Para ello, se utilizan sistemas de información geográfica además de procesamientos manuales.

### 2.2. Pre procesamiento de la cartografía base

Es de gran importancia determinar correctamente el sistema de drenaje, pues es un punto importante del que se extraerá gran parte de la información que deriva de este. De ello dependerá la calidad del input de información digital sobre la que se trabajará.

Partiendo de la cartografía obtenida en el PNOA, se utiliza el sistema LIDAR con precisión de malla de 5m, obteniendo así una gran precisión de los puntos de la superficie en el sistema geodésico de referencia ETRS89 y proyección UTM como modelo de elevación digital del terreno (MED). Del IGN utilizaremos la hoja 666 de nuestra zona de estudio.

Una vez tenemos clara la cartografía base a utilizar, se procesa en el programa AutoCAD Civil 3D 2016. Se crea una nube de puntos a través del archivo MDT05 en formato ESRI ASC, ajustándolo al huso de coordenadas correspondiente en nuestro caso el huso 30 del sistema de coordenadas ETRS89 (generalmente nombrado como ETRS89.TM30). A partir de la nube de puntos se crea la superficie de nuestra zona de estudio de la cual podremos visualizar las curvas de nivel necesarias para definir el sistema de drenaje. Además se añadirá una imagen ráster, esta imagen consiste en una ortofoto de la zona descargable del PNOA.

En las siguientes fotos se han representado la variante sobre la cartografía a estudiar. En la figura 1 se ha representado sobre las curvas de nivel que definen la topografía del terreno, y en la figura 2 se ha representado sobre la ortofoto de la zona.

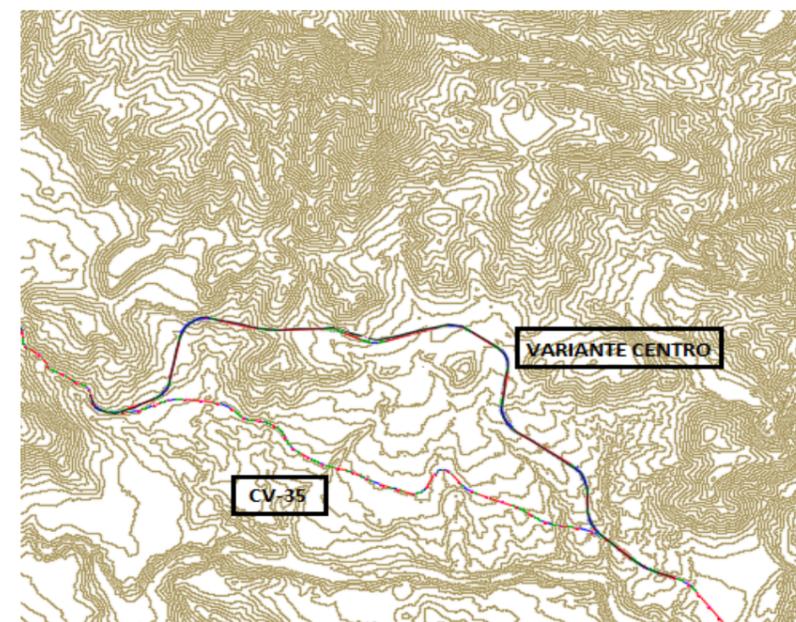


Fig. 1 Mapa curvas de nivel de la extensión. Fuente: hoja 666del IGN.

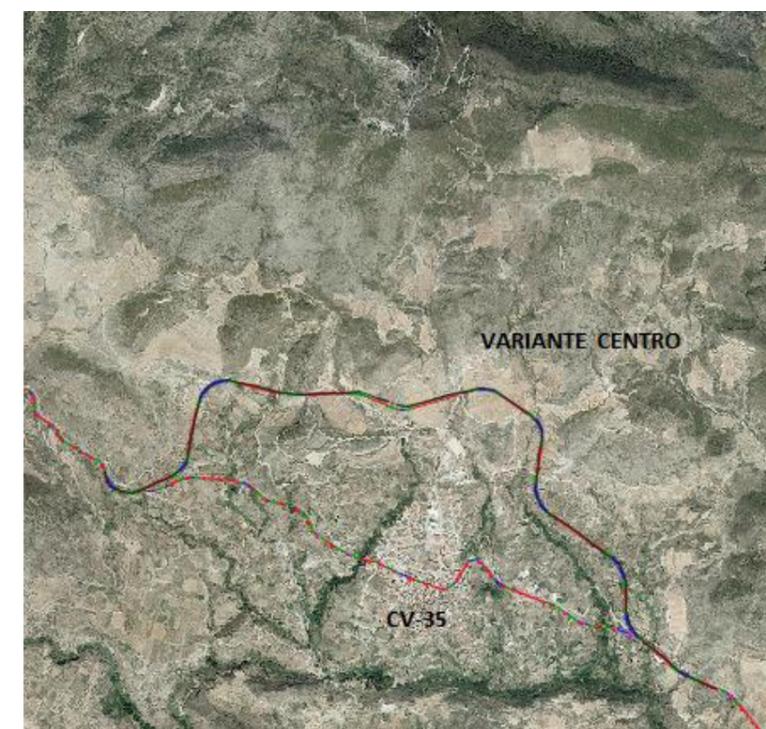


Fig. 2 Mapa ortofoto de la extensión. Fuente: PNOA.



### 2.3. Identificación del sistema hidrológico

A partir del fichero vectorial que contiene las curvas de nivel de nuestra superficie de estudio, se ha definido manualmente mediante el programa AutoCAD Civil 3D 2016, nuestro principal objetivo de estudio en este capítulo, es decir, se ha definido el sistema hidrológico.

El proceso manual se ha iniciado densificando la red fluvial (figura.3) con el apoyo de la topografía base y de las direcciones de drenaje que se observan en el archivo vectorial de la superficie, se han seguido las vaguadas hacia aguas arriba definidas por las crenulaciones de las curvas de nivel.

Una vez densificada la red fluvial, se procede a la identificación de la divisoria de aguas (figura 4), donde se refleja la extensión de superficie que provocará la escorrentía que afectará a la variante. Además, se identificarán los recorridos principales (figura7), siendo estos los que mayor longitud tengan o los que aporten mayor escorrentía a la variante.

Finalmente, se obtendrá nuestro esquema diferenciando las subcuencas de las intercuencas (figura 5), apoyándonos en los recorridos principales de la red fluvial antes nombrados. Se diferencian las subcuencas de las intercuencas según la forma en que la red fluvial desagüe en la variante. Si desaguan en un punto definido se clasificarán como subcuencas mientras que si no hay punto de desagüe se clasificarán como intercuencas. Esta clasificación será importante para plantear las soluciones oportunas que permitan un drenaje efectivo en nuestra variante.

A continuación se detalla mediante imágenes, la identificación del sistema hidrológico que se ha realizado:

1º. Identificación de la red fluvial y densificación de esta.

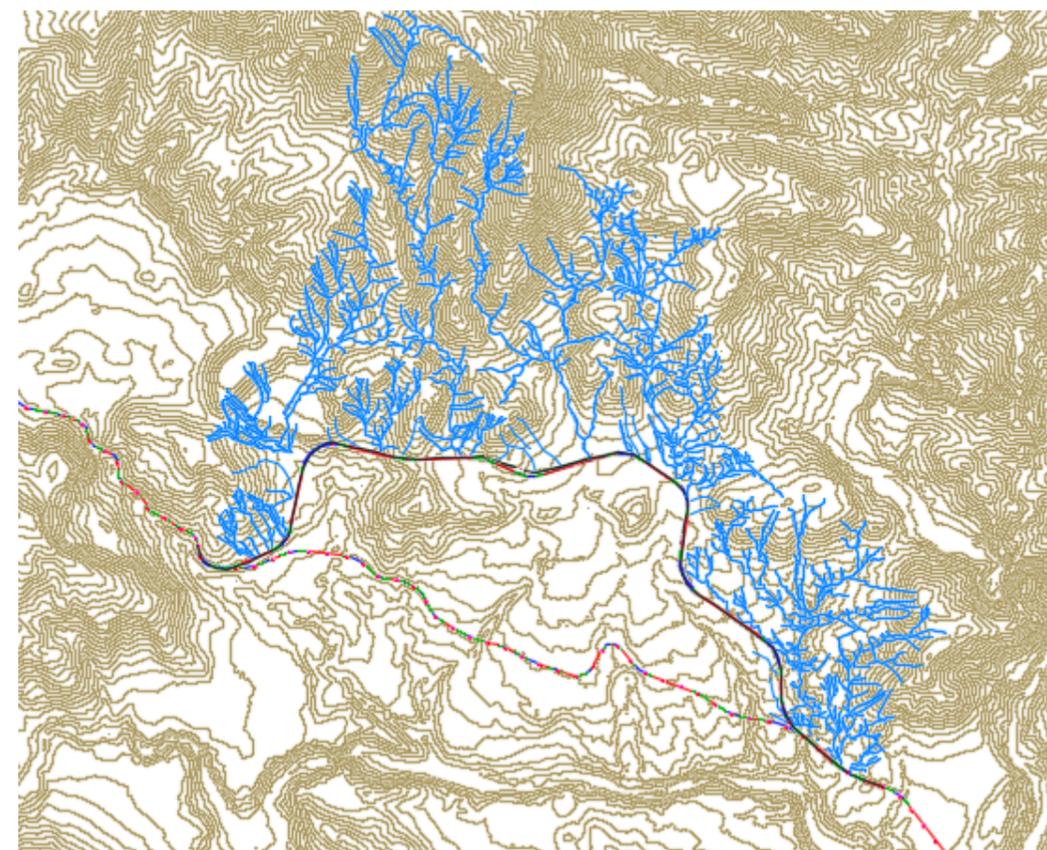


Fig. 3 Densificación de la red fluvial

En la imagen se ha representado la red fluvial que afecta a la variante en toda su extensión.



2º. Identificación de la divisoria de aguas.

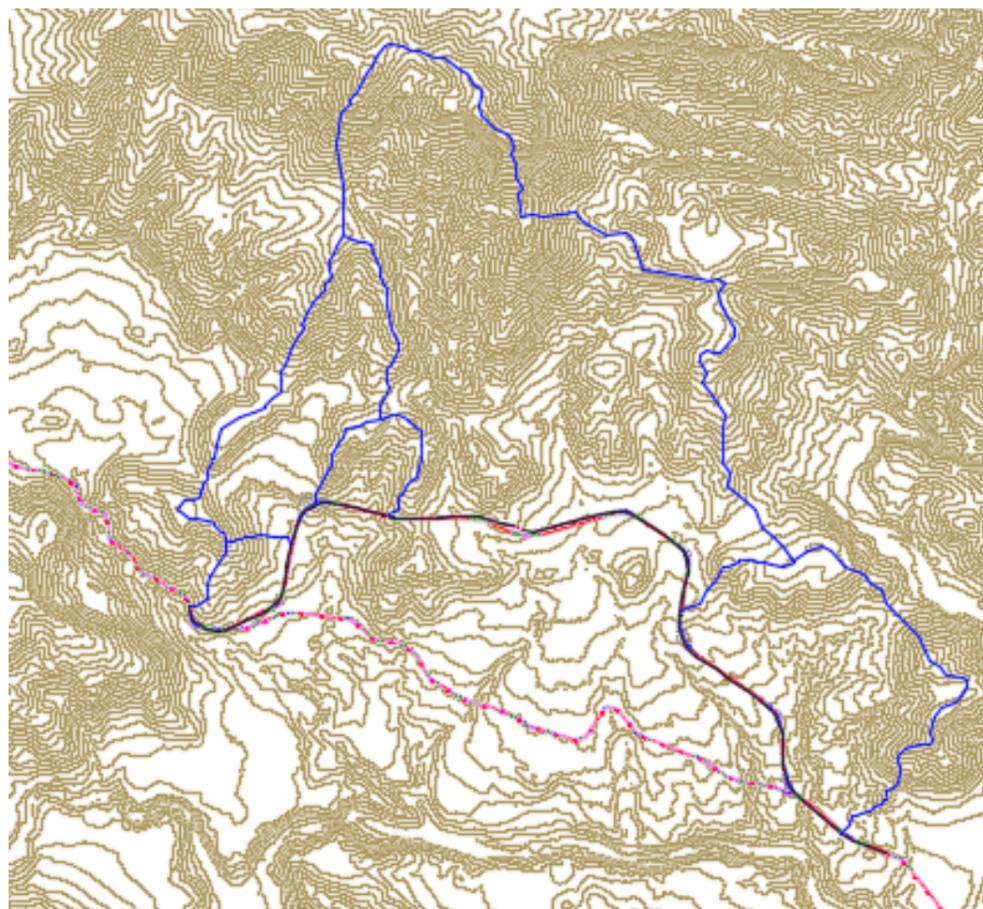


Fig. 4 Identificación de la divisoria de aguas.

3º. Desagregación de la divisoria de aguas según los puntos de desagüe.

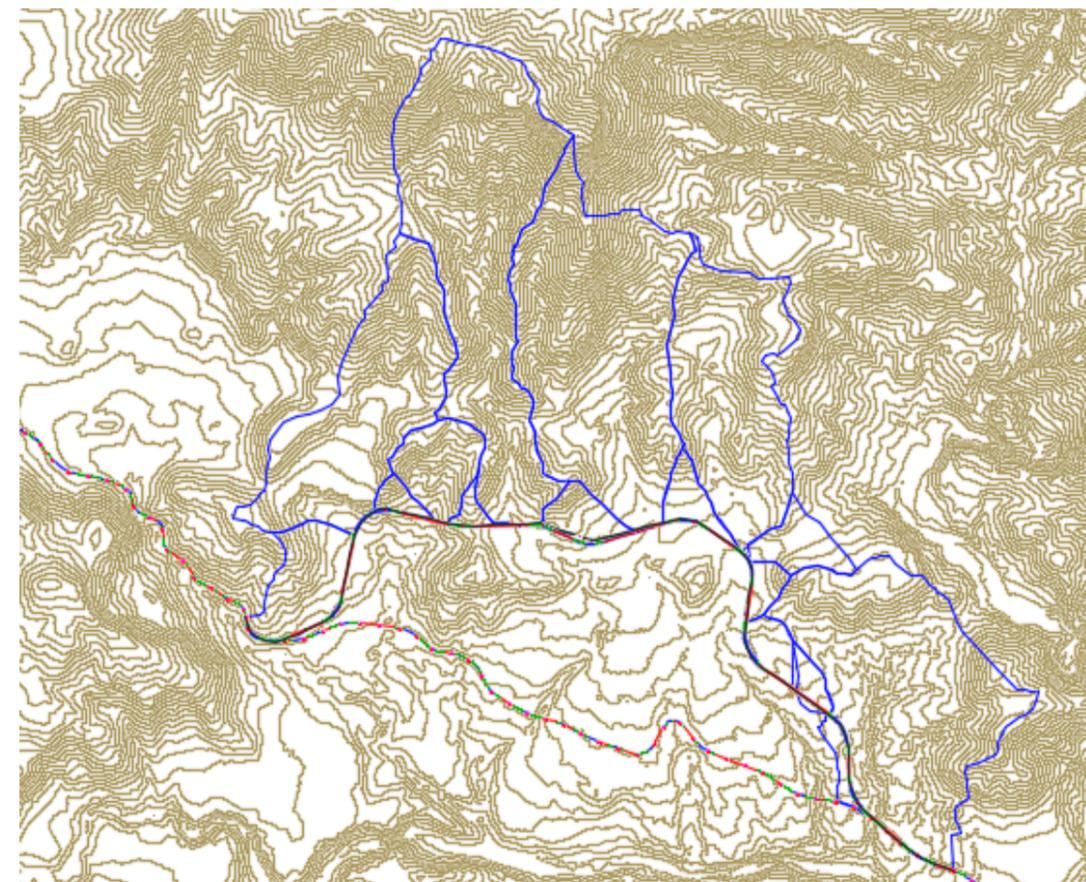


Fig. 5 Subcuencas e intercuencas de la cuenca de estudio.

En la figura 4 se representa la divisoria de aguas que proporciona detalladamente la extensión total de la cuenca que será objeto de estudio.

En la figura 5 se ha representado la desagregación de la cuenca principal en subcuencas e intercuencas, más adelante se detalla en la figura 8 como se han clasificado.



4º. Densificación de la red fluvial de cada cuenca e intercuenca

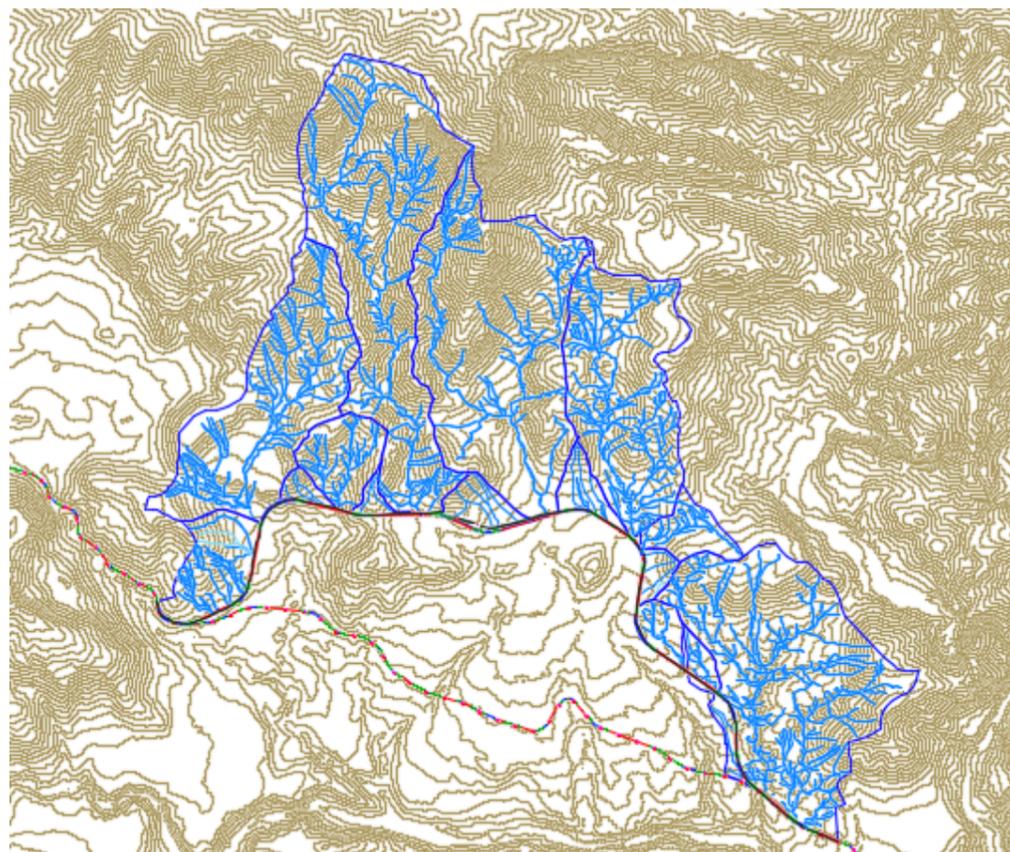


Fig. 6 Densificación de la red fluvial con la desagregación de la cuenca

5º. Identificación de los recorridos principales de cada subcuenca e intercuenca.

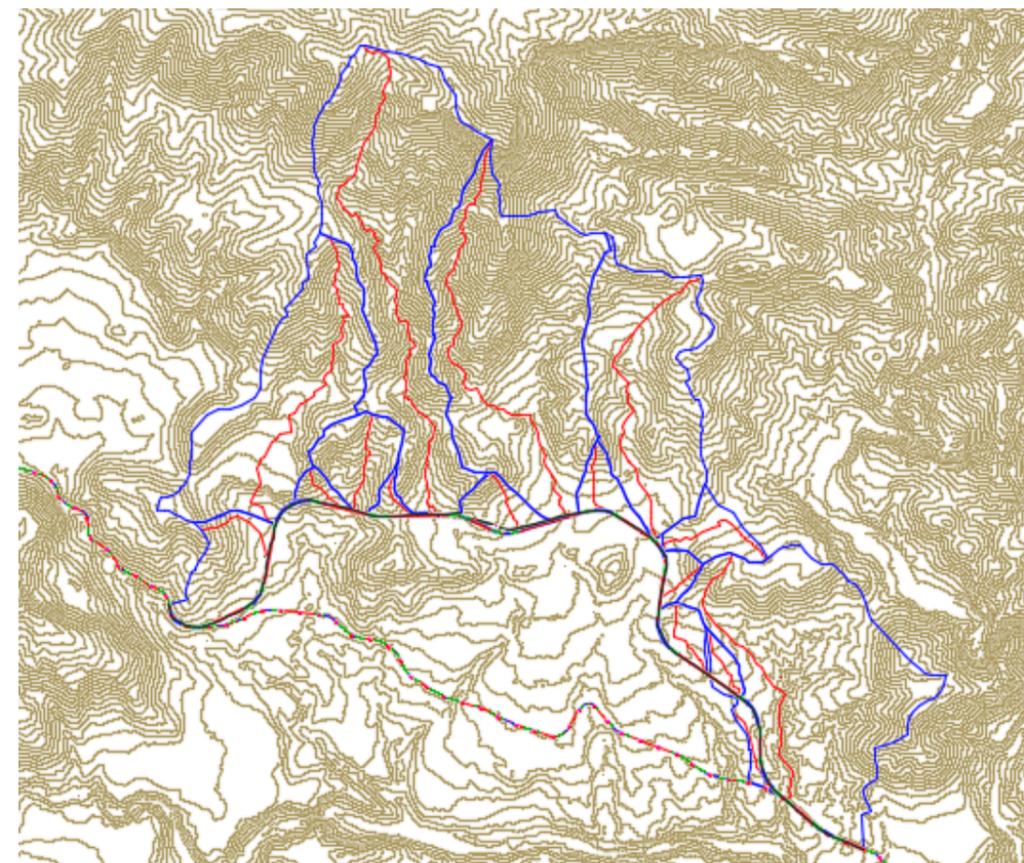


Fig. 7 Recorrido principal de cada subcuenca e intercuenca.

En la figura 6 se ha detallado la densificación de la red fluvial por subcuencas e intercuenas, para deducir cuál será el recorrido principal (figura 7) de cada una de ellas. En este estudio los recorridos principales son aquellos que tienen una longitud mayor, longitud que se detallará más adelante en la tabla1 junto con los demás parámetros hidromorfológicos.

Para finalizar se han nombrado las subcuencas e intercuenas que conforman la cuenca principal.

Se disponen de siete intercuenas y de nueve subcuencas, como se observa en la figura8.

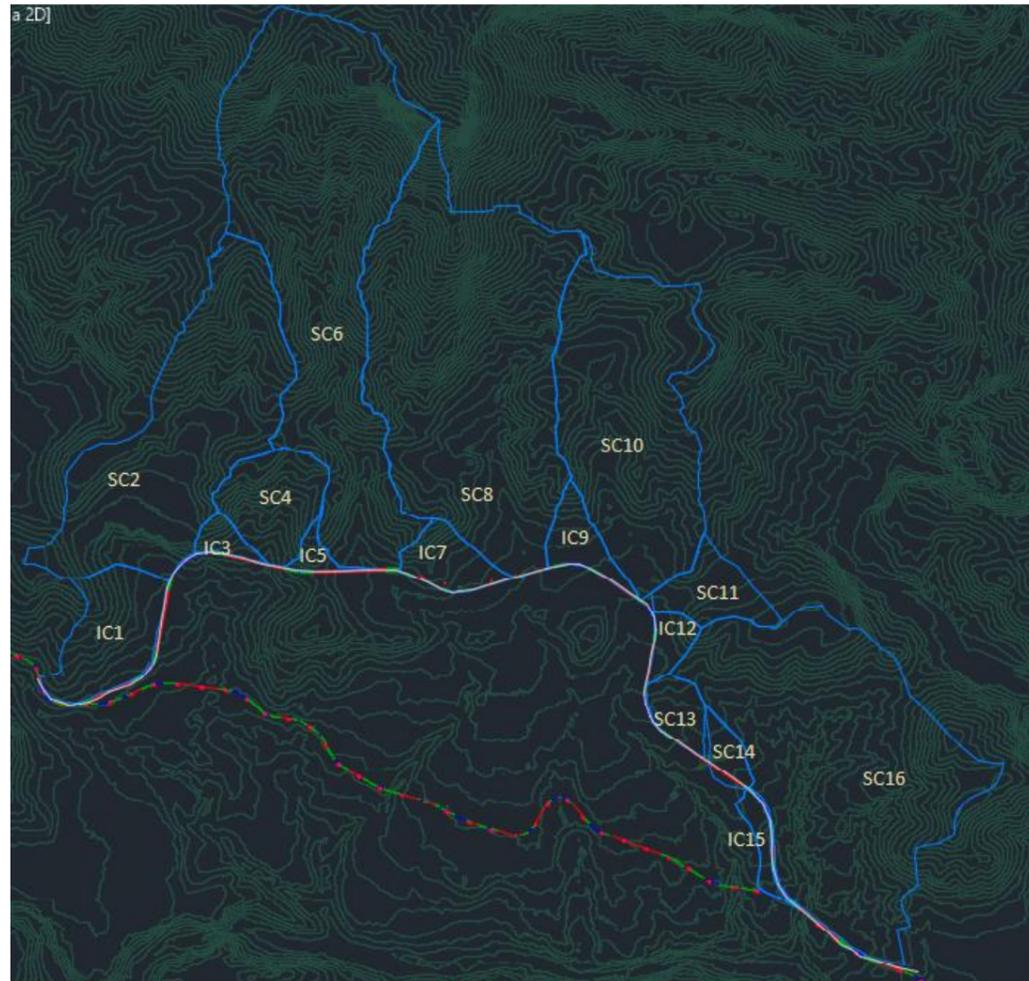


Fig. 8 Clasificación detallada de cuencas e intercuencas

#### 2.4. Características hidromorfológicas.

Una vez se ha definido el sistema hidrológico, se calculan las características hidromorfológicas de cada subcuenca e intercuenca. En la tabla 1 aparecen la superficie, la longitud del recorrido principal (Lrp), la cota más alta (Zus) y la más baja (Zds) del recorrido principal, la pendiente de este Jrp (m/m) y el tiempo de concentración tc (según Témez).

	PERÍMETRO(km)	SUPERFICIE (km <sup>2</sup> )	Lrp (m)	RIO				tc(h)
				Lrp (km)	Zus (m)	Zds (m)	Jrp (m/m)	
IC1	1.917	0.199	483.6	0.484	650	525	0.196	0.2353
SC2	4.425	0.731	1901.3	1.901	815	530	0.150	0.7011
IC3	0.851	0.032	265.5	0.265	640	555	0.320	0.1359
SC4	1.556	0.164	534.1	0.534	660	540	0.225	0.2474
IC5	1.114	0.026	326.5	0.326	640	565	0.230	0.1694
SC6	6.403	1.172	4839.9	4.840	1015	555	0.095	1.5552
IC7	1.218	0.081	336.5	0.337	640	550	0.267	0.1685
SC8	5.163	1.147	2419.9	2.420	1040	535	0.209	0.7909
IC9	1.480	0.069	405.9	0.406	620	540	0.197	0.2058
SC10	4.070	0.686	1674.6	1.675	710	525	0.110	0.6747
IC11	1.554	0.104	688.8	0.689	580	525	0.080	0.3653
IC12	0.864	0.041	258.6	0.259	595	515	0.309	0.1341
SC13	0.931	0.060	425.1	0.425	520	480	0.094	0.2453
SC14	0.928	0.039	397.8	0.398	500	463	0.093	0.2338
IC15	1.238	0.035	442.1	0.442	470	445	0.057	0.2784
SC16	4.764	1.061	1557.2	1.557	562	403	0.102	0.6480

Tabla 1 Características hidromorfológicas



Además se han calculado los factores de forma basados en el cauce principal:

- Relación basada en el perímetro:
- Coeficiente de compacidad (Gravelius):

$$K_c = 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Relación entre perímetro real y perímetro del círculo de igual área.

- Basados en el cauce principal:

-Factor de forma (Horton):  $R_f = \frac{A}{Lm}$

Relación entre área real y área del cuadrado de lado Lm.

- Ratio de elongación (Schumm):

$$R_e = \frac{A}{Lm^2}$$

Relación entre área real y área del círculo de diámetro Lm.

	Kc	Re	Rf
IC1	1.20	1.03	0.85
SC2	1.45	0.50	0.20
IC3	1.33	0.75	0.46
SC4	1.08	0.84	0.57
IC5	1.94	0.55	0.24
SC6	1.66	0.25	0.05
IC7	1.20	0.94	0.72
SC8	1.35	0.49	0.20
IC9	1.57	0.72	0.42
SC10	1.38	0.55	0.24
SC11	1.35	0.52	0.22
IC12	1.20	0.87	0.61
SC13	1.06	0.64	0.33
SC14	1.32	0.55	0.25
IC15	1.85	0.47	0.18
SC16	1.29	0.74	0.44

Tabla 1 Factores de forma

## 2.5. Parámetro de producción de escorrentía.

### 2.5.1 Estudio de las variables.

El modelo de producción de escorrentía que se ha empleado es el del Soil Conservation Service que necesita a priori un solo parámetro, el umbral de escorrentía ( $P_0$ ).

El  $P_0$  se ha determinado en base a las siguientes variables que describen las características geomorfológicas de nuestra área de estudio.

Estas variables son:

- La cubierta del suelo.
- La capacidad del uso del terreno.
- La pendiente del terreno.

#### Cubierta del suelo

En el estudio se utiliza la tabla del decreto propuesto por el gobierno de la Región de Murcia y publicada en el Boletín Oficial de la Región de Murcia (BORM a partir de ahora) el año 2007.

El umbral de escorrentía depende del uso del suelo, es por ello que se han diferenciado los usos según predominan en nuestra zona de estudio.

Del SIOSE del año 2011, en el sistema geodésico de referencia ETRS89 y proyección UTM y con una escala de referencia 1:25000 además de un estudio fotográfico de campo, se ha extraído la información territorial necesaria para diferenciar los usos del suelo.

En nuestra cuenca se diferencian:

- Pastizal
- Matorral
- Cultivos de Secano arbolado
- Cultivos de Regadío herbáceo
- Cultivos de Regadío arbolado
- Bosque claro
- Bosque denso
- Urbano



Seguidamente, mediante procedimientos manuales se han combinado los usos del suelo que hemos extraído según la proporción en la que aparecen sobre la ortofoto de nuestra cuenca, dando como resultado el siguiente mapa:

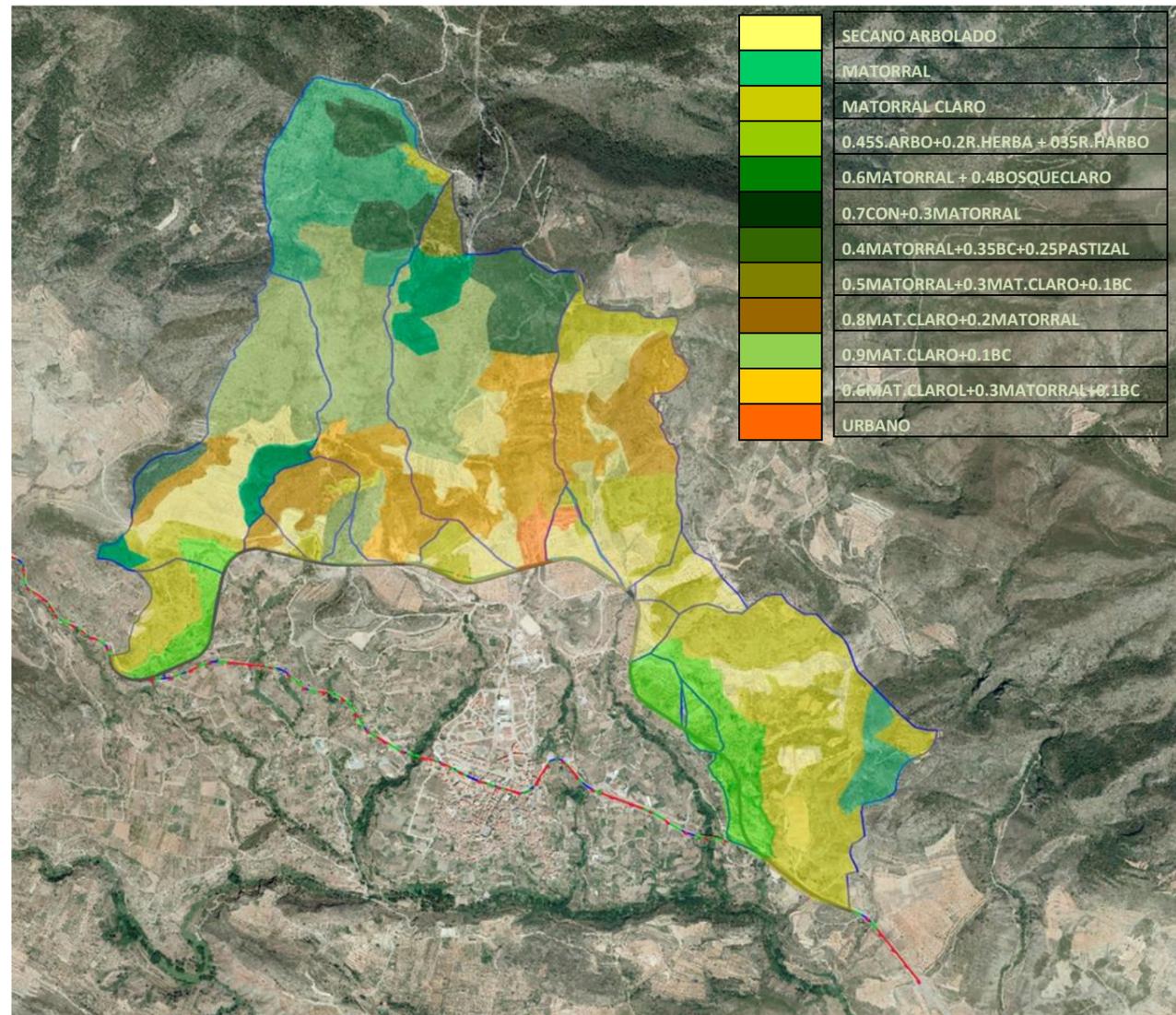


Fig. 9 Mapa de la cubierta del suelo.

En el mapa obtenido se observa que en la cuenca de estudio no predominan las cubiertas de suelo con grandes masas de arbolado forestal, y las que se observan están formadas por coníferas. Por tanto, se han distinguido entre zona de bosque claro y bosque denso según el porcentaje de coníferas existentes.

Con un porcentaje alto de coníferas en la cubierta del suelo, definimos al bosque denso, y por el contrario definimos como bosque claro a la cubierta del suelo que mantiene un bajo porcentaje en coníferas.

En cuanto a los cultivos se distinguen en nuestra cuenca según el SIOSE:

- Cultivos de secano arbolado donde predominan cultivos de frutales no cítricos abanacados como almendros además de olivares.
- Cultivos de regadío herbáceo formados por cultivos herbáceos distintos de arroz.
- Cultivos de regadío arbolado formados por frutales no cítricos.

En cuanto a las cubiertas definidas como pastizal y matorral según el SIOSE predominan en toda la extensión de la cuenca por encontrarse en un clima de estepa, siendo la formación de matorral más abundante, el coscojar.

A continuación se observa el estudio fotográfico realizado en el municipio de Chelva para la identificación de cada una de las cubiertas del suelo propuestas por el SIOSE para verificar su veracidad



Fig. 9 Cultivos de secano (olivos)



Fig. 11 Zonas de pastizal matorral con presencia de coníferas, en las zonas montañosas aparecen, aunque en reducida extensión bosques densos con presencia de coníferas.



Fig. 10 Cultivos de secano (almendros)



Fig. 12 Zonas de pastizal y matorral



Fig. 13 Zonas de núcleo urbano



Fig. 14 En las zonas montañosas formadas por bosques claros con un bajo porcentaje en coníferas

Una vez diferenciadas las zonas que componen la cubierta del suelo, se ha calculado el porcentaje de cada uso del suelo por subcuencas e intercuencas como se puede ver en la siguiente tabla.

	URBANO	PASTIZAL	MATORRAL	SECANO ARBOLADO	REGADIO ARBOLADO	REGADIO HERBACEO	BOSQUE CLARO	BOSQUE DENSO
IC1		58%		20%	14%	8%		
IC2		52%	10%	25%	1%	1%	10%	
IC3		70%	16%	14%				
IC4		74%	12%	13%			2%	
IC5		80%		11%			9%	
IC6		42%	47%	1%			10%	
IC7		56%		44%				
IC8	5%	43%	21%	13%			7%	11%
IC9	18%	13%		70%				
IC10		57%	9%	32%			2%	
IC11		47%		53%				
IC12		43%		25%	20%	11%		
IC13				45%	35%	20%		
IC14				45%	35%	20%		
IC15				45%	35%	20%		
IC16		41%	6%	29%	15%	9%		

Tabla 2 Porcentajes de usos del suelo de cada subcuenca e intercuenca.

El umbral de escorrentía ( $P_0$ ) depende directamente de la cubierta del suelo, ya que dependiendo de la categoría del suelo adoptada se obtiene un valor. La correspondencia se establece como se puede ver en la siguiente tabla, a partir del decreto propuesto por el gobierno de la Región de Murcia y publicada en el Boletín Oficial de la Región de Murcia (BORM a partir de ahora) el año 2007.



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 3 P0 estimado con condiciones de humedad antecedentes medias y según la clasificación del suelo del SCS. Fuente: BORM.

La equiparación de la cubierta del suelo extraída del SIOSE, y la que se define en el BORM (tabla 4) se muestra en la siguiente tabla:

Cubierta del suelo del SIOSE	Adaptación del BORM
Bosque denso	Bosque denso con dominancia de coníferas
Bosque claro	Bosque claro
Matorral	Matorral denso
Pastizal	Matorral claro
Regadío herbáceo	Regadío herbáceo
Regadío arbolado	Regadío arbolado
Secano	Secano arbolado
Núcleos urbanos	Núcleos urbanos- áreas urbanas

Tabla 4 Equiparación de la cubierta del suelo del SIOSE al BORM para la estimación del P0.

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

La capacidad de uso agrícola del suelo es uno de los principales factores para determinar el umbral de escorrentía. En la Comunidad Valenciana, suministrado por la COPUT, se clasifica la capacidad en: A (muy alta), B (elevada), C (moderada), D (baja) y E (muy baja). En la tabla 123 se detallan las propiedades de cada clase.

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 5 Caracterización de las clases de la capacidad de uso agrícola. Fuente: COPUT



Se ha identificado la cuenca en el mapa de capacidades suministrado por la COPUT dando lugar a la siguiente figura:

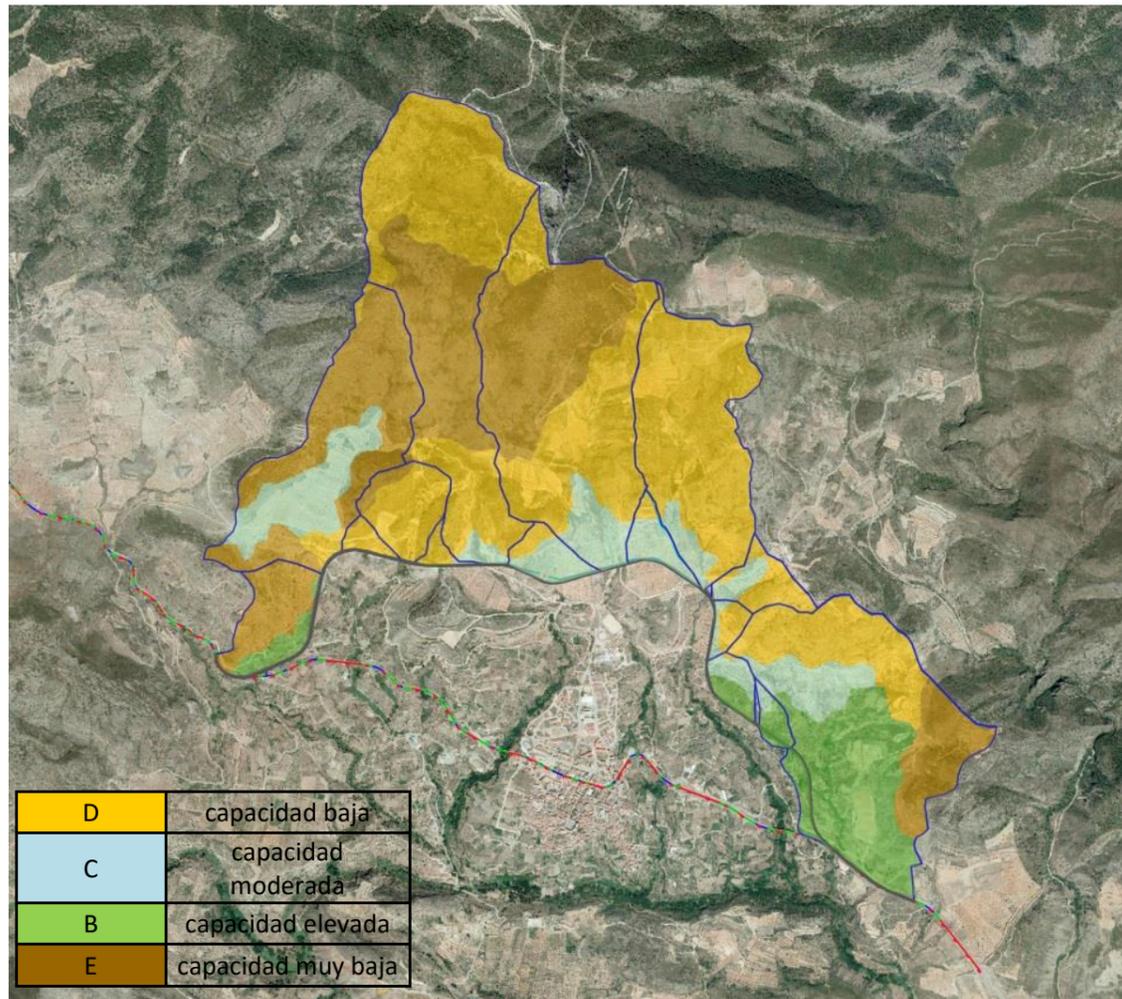


Fig. 15 Clases de la capacidad de uso agrícola. Fuente: COPUT.

Comparando la información de la tabla, con la figura de la zona a estudiar, se confirma la relación que existe entre la capacidad y la cubierta del suelo. Se presentan zonas con capacidad de uso elevada, coincidiendo con las zonas de cultivos de regadío de la región de estudio. En cuanto a la capacidad de uso de clase muy baja, esta se presenta como se

predominan los cultivos de secano y finalmente en la capacidad baja donde existen zonas de matorral y pastizal

En nuestro estudio se ha adaptado la capacidad clasificada en el COPUT a los tipos del puede ver en la imagen en las zonas montañosa. En las zonas de capacidad moderada

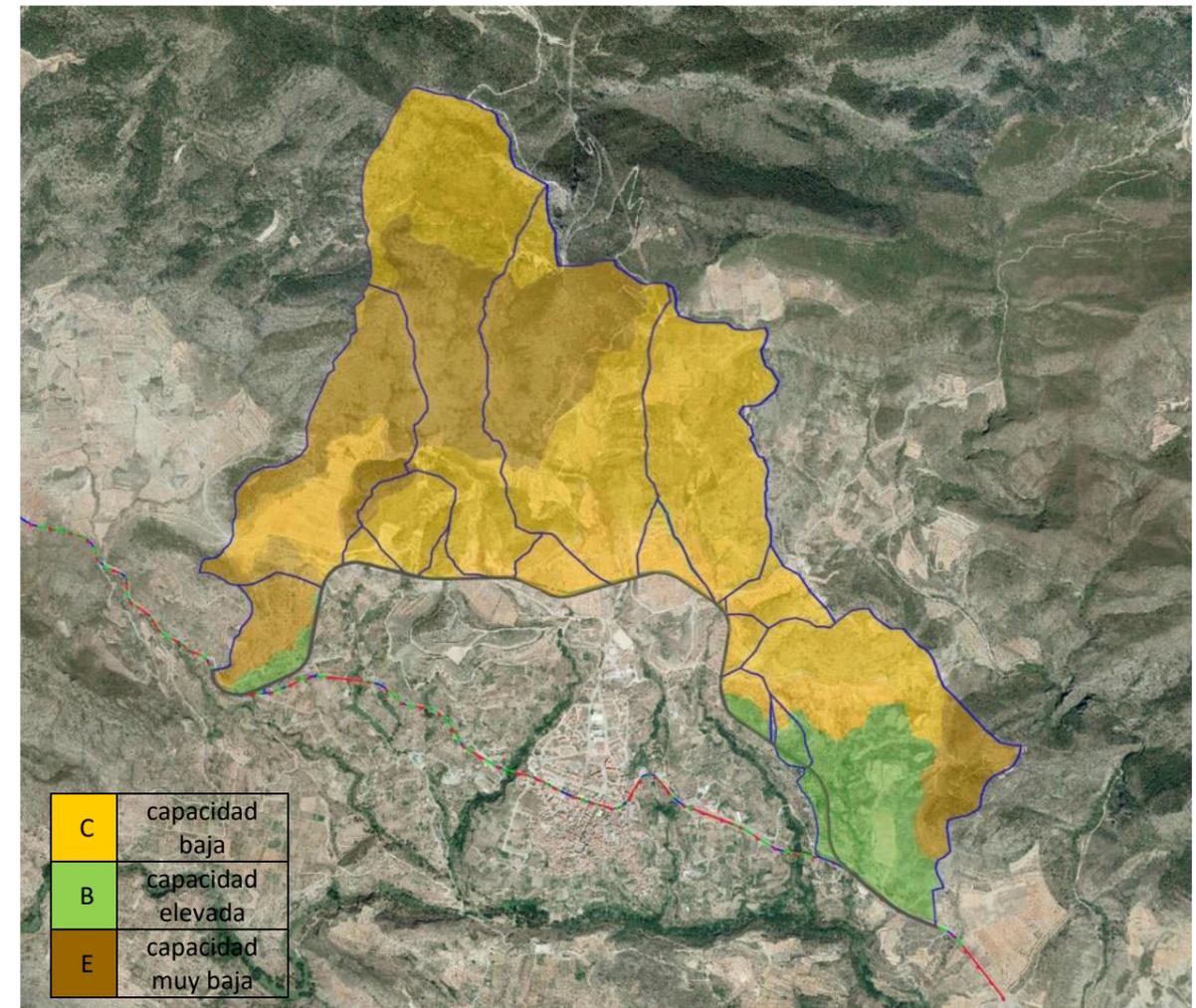


Fig. 16 Capacidad de uso según el SCS. Fuente: SCS



**Pendiente del terreno**

En cuanto a la pendiente topográfica, según el método que hemos utilizado para el cálculo del umbral de escorrentía se diferencian las zonas de pendiente mayor que 3% y las zonas de pendiente menor que 3%. En las zonas de pendiente mayor que 3% tienen mayor influencia en la estimación del umbral de escorrentía si la cubierta del suelo de esa zona está formada por cultivos. En la visita a la zona de estudio se pudo observar la inexistencia de cultivos con pendientes topográficas superiores al 3%, por lo que determinamos que la pendiente no es un factor necesario a considerar para estimar el umbral de escorrentía.

**2.5.2 Estimación del P<sub>0</sub>**

Una vez estudiadas las variables se procede a la estimación del umbral de escorrentía (P<sub>0</sub>) siguiendo las directrices de la tabla del BORM.

Se ha determinado un P<sub>0</sub> para cada subcuenca e intercuenca, suma de los P<sub>0</sub> de cada uso del suelo que la componen. Para ello, se ha calculado el porcentaje de cada cubierta que existe en cada subcuenca e intercuenca como muestra la tabla anterior (tabla 3). Una vez calculados los porcentajes, se han clasificado según la capacidad de uso del suelo que se le atribuye en la imagen que se muestra en la figura 17, obteniendo su P<sub>0</sub> correspondiente. A continuación, se multiplica cada porcentaje por el P<sub>0</sub> obtenido, realizando así una estimación de la proporción en que se encuentran los P<sub>0</sub> pertenecientes a cada cubierta de suelo con su capacidad correspondiente de cada subcuenca e intercuenca.

En las siguientes tablas se demuestra lo explicado anteriormente.

IC1		P <sub>0</sub> 14.16		
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO	B	25	8%	200
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO	B	42	14%	588
SECANO ARBOLADO	D	14	20%	280
MATORRAL CLARO	D	6	58%	348
MATORRAL				
BOSQUE CLARO				
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	1416

Tabla 6 Obtención del P<sub>0</sub> en la intercuenca 1

SC2		P <sub>0</sub> 10.85		
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO	C	16	1%	16
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO	C	22	1%	22
SECANO ARBOLADO	C	19	25%	475
MATORRAL CLARO	D	6	52%	312
MATORRAL	D	10	10%	100
BOSQUE CLARO	D	16	10%	160
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	1085

Tabla 7 Obtención del P<sub>0</sub> en la subcuenca 2



ALTERNATIVA CENTRO

IC3 P <sub>0</sub> 14.38				
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO				
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO				
SECANO ARBOLADO	C	19	14%	266
MATORRAL CLARO	C	14	70%	980
MATORRAL	C	12	16%	192
BOSQUE CLARO				
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	1438

Tabla 8 Obtención del P<sub>0</sub> para la intercuenca 3

IC5 P <sub>0</sub> 9.57				
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO				
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO				
SECANO ARBOLADO	C	19	11%	209
MATORRAL CLARO	C	8	80%	640
MATORRAL				
BOSQUE CLARO	C	12	9%	108
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	957

Tabla 10 Obtención del P<sub>0</sub> para la intercuenca 5

SC4 P <sub>0</sub> 10.31				
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO				
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO				
SECANO ARBOLADO	C	19	13%	247
MATORRAL CLARO	C	8	74%	592
MATORRAL	C	14	12%	168
BOSQUE CLARO	C	12	2%	24
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	1031

Tabla 9 Obtención del P<sub>0</sub> para la subcuenca 4

SC6 P <sub>0</sub> 10.43				
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO				
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO				
SECANO ARBOLADO	C	19	1%	19
MATORRAL CLARO	D	6	42%	252
MATORRAL	C	14	47%	658
BOSQUE CLARO	C	12	10%	120
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	1049

Tabla 11 Obtención del P<sub>0</sub> para la subcuenca 6



ALTERNATIVA CENTRO

IC7		11.72			
P <sub>0</sub>					
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA		
REGADIO HERBACEO					
SECANO HERBACEO					
REGADIO ARBOLADO					
SECANO ARBOLADO	C	19	44%	836	
MATORRAL CLARO	D	6	56%	336	
MATORRAL					
BOSQUE CLARO					
BOSQUE DENSO					
URBANO					
			100%	1172	

Tabla 12 Obtención del P<sub>0</sub> para la intercuenca 7

IC9		14.82			
P <sub>0</sub>					
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA		
REGADIO HERBACEO					
SECANO HERBACEO					
REGADIO ARBOLADO					
SECANO ARBOLADO	C	19	70%	1330	
MATORRAL CLARO	C	8	13%	104	
MATORRAL					
BOSQUE CLARO					
BOSQUE DENSO					
URBANO	C	6	18%	48	
			100%	1434	

Tabla 14 Obtención del P<sub>0</sub> para la intercuenca 9

SC8		10.05			
P <sub>0</sub>					
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA		
REGADIO HERBACEO					
SECANO HERBACEO					
REGADIO ARBOLADO					
SECANO ARBOLADO	C	19	13%	247	
MATORRAL CLARO	D	6	43%	258	
MATORRAL	D	10	21%	210	
BOSQUE CLARO	C	12	7%	84	
BOSQUE DENSO	D	16	11%	176	
URBANO	C	6	5%	30	
			100%	1005	

Tabla 13 Obtención del P<sub>0</sub> para la intercuenca 9

SC10		12.14			
P <sub>0</sub>					
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA		
REGADIO HERBACEO					
SECANO HERBACEO					
REGADIO ARBOLADO					
SECANO ARBOLADO	C	19	32%	608	
MATORRAL CLARO	C	8	57%	456	
MATORRAL	C	14	9%	126	
BOSQUE CLARO	C	12	2%	24	
BOSQUE DENSO					
URBANO					
			100%	1214	

Tabla 15 Obtención del P<sub>0</sub> para la subcuenca 10



ALTERNATIVA CENTRO

IC11		13.83		
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO				
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO				
SECANO ARBOLADO	C	19	53%	1007
MATORRAL CLARO	C	8	47%	376
MATORRAL				
BOSQUE CLARO				
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	1383

Tabla 16 Obtención del P<sub>0</sub> para la intercuenca 11

IC13		35		
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO	B	25	20%	500
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO	B	42	35%	1470
SECANO ARBOLADO	C	34	45%	
MATORRAL CLARO				
MATORRAL				
BOSQUE CLARO				
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	1970

Tabla 18 Obtención del P<sub>0</sub> para la intercuenca 13

SC12		14.35		
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO	C	16	11%	176
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO	C	22	20%	440
SECANO ARBOLADO	C	19	25%	475
MATORRAL CLARO	C	8	43%	344
MATORRAL				
BOSQUE CLARO				
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	1435

Tabla 17 Obtención del P<sub>0</sub> para la subcuenca 12

SC14		29.5		
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO	B	25	20%	500
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO	B	34	35%	1190
SECANO ARBOLADO	B	28	45%	1260
MATORRAL CLARO				
MATORRAL				
BOSQUE CLARO				
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	2950

Tabla 19 Obtención del P<sub>0</sub> para la subcuenca 14



IC15		35		
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P <sub>0</sub>	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO	B	25	20%	500
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO	B	42	35%	1470
SECANO ARBOLADO	B	34	45%	1530
MATORRAL CLARO				
MATORRAL				
BOSQUE CLARO				
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	3500

Tabla 20. Obtención del P<sub>0</sub> para la intercuenca 15

SC16		15.54		
CUBIERTA	GRUPO DE SUELO	P	% SUELO OCUPA	
REGADIO HERBACEO	B	25	9%	75
SECANO HERBACEO				
REGADIO ARBOLADO	B	42	15%	630
SECANO ARBOLADO	C	19	29%	437
MATORRAL CLARO	C	8	41%	328
MATORRAL	D	14	6%	84
BOSQUE CLARO				
BOSQUE DENSO				
URBANO				
			100%	1554

Tabla 21. Obtención del P<sub>0</sub> para la subcuenca 16

Se resume en la siguiente tabla los P<sub>0</sub> obtenidos, y que se utilizarán más adelante para la obtención de los caudales.

	P <sub>0</sub>
IC1	14.16
SC2	10.85
IC3	14.38
SC4	10.31
IC5	9.57
SC6	10.43
IC7	11.72
SC8	10.05
IC9	14.82
SC10	12.14
SC11	13.83
IC12	14.35
SC13	35
SC14	29.5
IC15	35
SC16	15.54

Tabla 22. Valores de umbral de escorrentía para las cuencas del sistema hidrológico.



### 3. ANÁLISIS ESTADÍSTICOS DE MÁXIMOS PLUVIOMÉTRICOS

#### 3.1. Introducción

En este capítulo se ha llevado a cabo el análisis de frecuencia de las precipitaciones diarias máximas mensuales con el fin de obtener los mejores estimadores de los cuantiles correspondientes a distintos periodos de retorno.

Para ello se ha empleado la siguiente metodología:

- En primer lugar se determina qué estaciones están en la zona de afección de la cuenca y cuáles tienen registros suficientes para ser introducidos en el análisis estadístico.
- A continuación se eliminan los registros de los años de los que no se disponen suficiente información, o aquellos que no dispongan de suficientes meses clave, es decir, aquellos meses cuya probabilidad de ocurrencia para el máximo pluviométrico es mayor.
- En tercer lugar se realiza el análisis estadístico de las distribuciones mencionadas en el apartado 3.4 y se escoge aquella que presenta una mejor distribución para cada una de las estaciones analizadas.
- Por último se obtienen los cuantiles para los periodos de retorno deseados, mostrados al final de este mismo capítulo.

#### 3.2. Información pluviométrica existente

Para el estudio de precipitaciones extremas se han empleado las series mensuales de precipitación acumulada proporcionada por la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET) que constituyen la fuente de precipitación histórica más representativa y completa para establecer las relaciones entre precipitaciones máximas y sus periodos de retorno.

En el estudio estadístico se han empleado los datos proporcionados por las estaciones más próximas a la cuenca de estudio. Las estaciones que nos proporcionarán los máximos pluviométricos en nuestra zona 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.

A continuación se muestra una tabla detallada de las coordenadas UTM de las estaciones.

Código Estación	Nombre Estación	Término Municipal	Provincia	UTM X	UTM Y	Altitud (msnm)
8394	TUÉJAR	TUÉJAR	VALENCIA	668053	4403776	603
8395	CHELVA CONVENTO	CHELVA	VALENCIA	671545	4401815	454
8395B	CHELVA S.E. AGRARIA	CHELVA	VALENCIA	670945	4401985	479

Tabla 23. Estaciones de la AEMET consideradas para el análisis estadístico. Fuente: AEMET



Fig. 17 Localización geográfica de las estaciones

Como se puede apreciar en la imagen, la estación de Chelva Convento y la estación Chelva S.E Agraria, se encuentran a muy poca distancia una de la otra, por esa razón se han estudiado como una única estación a la que en este capítulo se denomina Chelva.



### 3.3. Análisis de las series de máximos mensuales

La información de la que se ha partido este análisis es precipitación diaria máxima mensual en cada estación. De las estaciones seleccionadas se han obtenido los registros históricos desde el año 1942 al año 1995. Sin embargo las series no son íntegras por lo que se realiza un sesgo de aquellos años hidrológicos que no se encuentran completos o les falta información en meses clave.

La evaluación de si un registro es representativo se ha determinado para este estudio siguiendo dos criterios:

- I. No se emplearán años con más de 3 meses sin datos pluviométricos
- II. No se emplearán si hay más de 1 mes crítico sin datos pluviométricos. Se definen como meses críticos aquellos para los cuales la probabilidad de contener el máximo anual sea mayor

AÑOS	P <sub>d</sub>	
	TUÉJAR	CHELVA
1942	-	-
1943	-	28
1944	-	53
1945	53	56
1946	31	36
1947	32	44
1948	25	32
1949	43	47
1950	79	69
1951	51	55
1952	59	51
1953	91	82
1954	50	26
1955	27	32
1956	71	57
1957	29	217
1958	77	-
1959	44	47

1960	40	-
1961	40	-
1962	30	-
1963	36	32
1964	42	-
1965	55	-
1966	30	-
1967	70	-
1968	50	82
1969	50.5	70
1970	50	40
1971	48	50
1972	-	178
1973	40	44
1974	28	29
1975	35	35
1976	35	46
1977	80	76.5
1978	24	72
1979	35	42.6
1980	52	90
1981	25	36
1982	65	50
1983	24	25
1984	30	48.4
1985	35	34.9
1986	45	73
1987	35	46
1988	199	213.5
1989	-	63
1990	58	41
1991	32	26
1992	30	33
1993	29	37.8
1994	38	34
1995	48	44



Tabla 24. Series de Pd máxima anual (en mm) en las estaciones de la AEMET

A partir de los datos de la tabla anterior, se han obtenido los parámetros estadísticos que caracterizan las series de datos adoptadas:

Tabla 25	TUÉJAR	CHELVA
media	47.47	58.3266667
Desviación Estándar(mm)	27.2326354	42.6155296
Coef. Asimetría.	3.75018005	2.82278054
Coef. variación	0.57368096	0.73063544
alfa	0.44	0.44
Longitud	50	45

Tabla 26 Parámetros estadísticos de las estaciones analizadas

Comparando los registros de las precipitaciones diarias máximas de las dos estaciones (Tuéjar y Chelva) de la tabla anterior (tabla 25) se observa que en el año 1957 se registran en Tuéjar 29 mm mientras que en Chelva 217. La gran diferencia de magnitud existente entre ambos datos hace que se investigue qué ocurrió ese año, concretamente en el mes de octubre.

Finalmente, en la revista meteorológica digital, "*Tiempo Severo*" se ha encontrado un reportaje escrito por Antonio Riviera Nebot en la que se confirma que los 29 mm registrados en la estación de Tuéjar son un error de transcripción, pues según el reportaje del que se ha sacado la información, en octubre de 1957 en Tuéjar se registraron 299 mm.

En la siguiente imagen se demuestra que en Octubre de 1957 en la provincia de Valencia hubo una precipitación de gran intensidad, confirmando el error del registro en la estación de Tuéjar.

Otro registro que se ha tenido en cuenta es el del año 1972, ya que en Chelva se registran 178 mm mientras que en Tuéjar no tenemos dato. Se ha investigado sobre lo ocurrido en Septiembre de 1972 y se ha encontrado una noticia del periódico "*La*

*Vanguardia*" donde informa sobre una catástrofe producida por una lluvia de gran intensidad, confirmando de este modo el registro de la estación de Chelva.

localidad	l/m2	localidad	l/m2
Altura*	494.4*	Jérica	242.9
Liria	457	Manises	241.3
Picassent	349.5	Viver	229
Benaguacil	312	Casinos*	226*
Alcublas	302.4	Siete Aguas	221.5
Tuejar	299	Aldaia	207
Bugarra	295	Alaquas	203.5
Silla	244.4	Valencia	195.1

Fig. 18 Precipitación acumulada, en l/m2, entre el 11 y el 15 de octubre de 1957. Fuente. Antonio Riviera Nebot "*Tiempo Severo*"

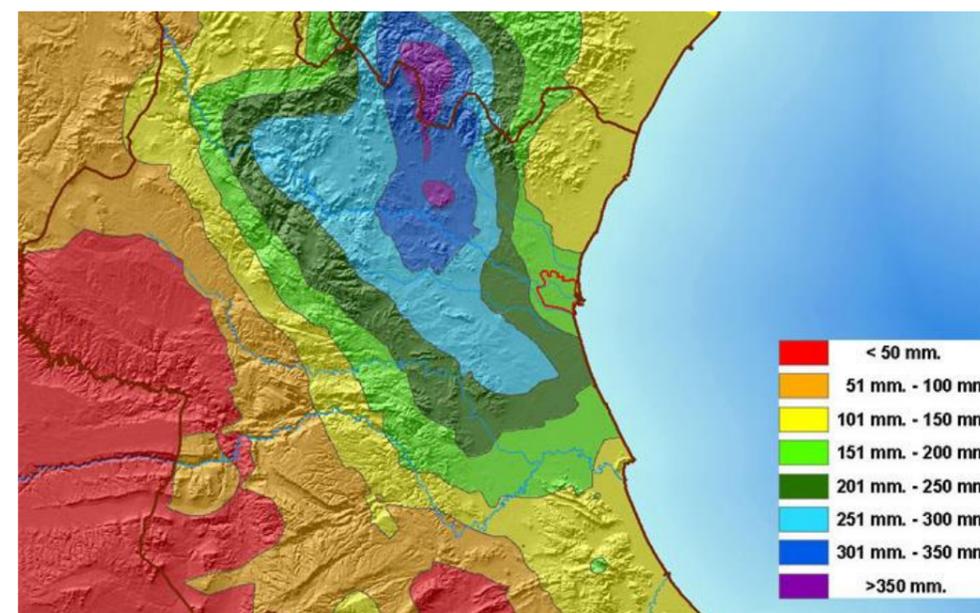


Fig. 19 Precipitación acumulada, en l/m2, entre el 11 y el 15 de octubre de 1957. Fuente José Ángel Núñez "*Climatología de la ciudad de Valencia*"



Una vez analizados los máximos pluviométricos, se ha estudiado la correlación espacial que existe entre ellos. Sabiendo que la proximidad entre las dos estaciones es 3,6 km, la correlación espacial, como se muestra en el gráfico de la figura 21 es suficientemente elevada, como para unificar las series históricas de los máximos mensuales de ambas estaciones, dando lugar a una única serie (Chelva-Tuéjar).

Como se puede ver en la tabla la correlación espacial entre los registros de los años comunes de las dos estaciones es de 0.8465 que es muy alta.

La serie de longitud 52 Chelva-Tuéjar (tabla28), está formada por los datos registrados en Chelva completada por los registros de Tuéjar. Adoptamos la serie histórica de Chelva como principal, por ser más completa ya que tiene mayor número de registros, y más fiable dado que en Tuéjar aparecen dos errores que coinciden con escenarios pluviométricos de gran intensidad.

A continuación se representan las siguientes tablas los registros de los años comunes entre las estaciones Tuéjar y Chelva respectivamente.

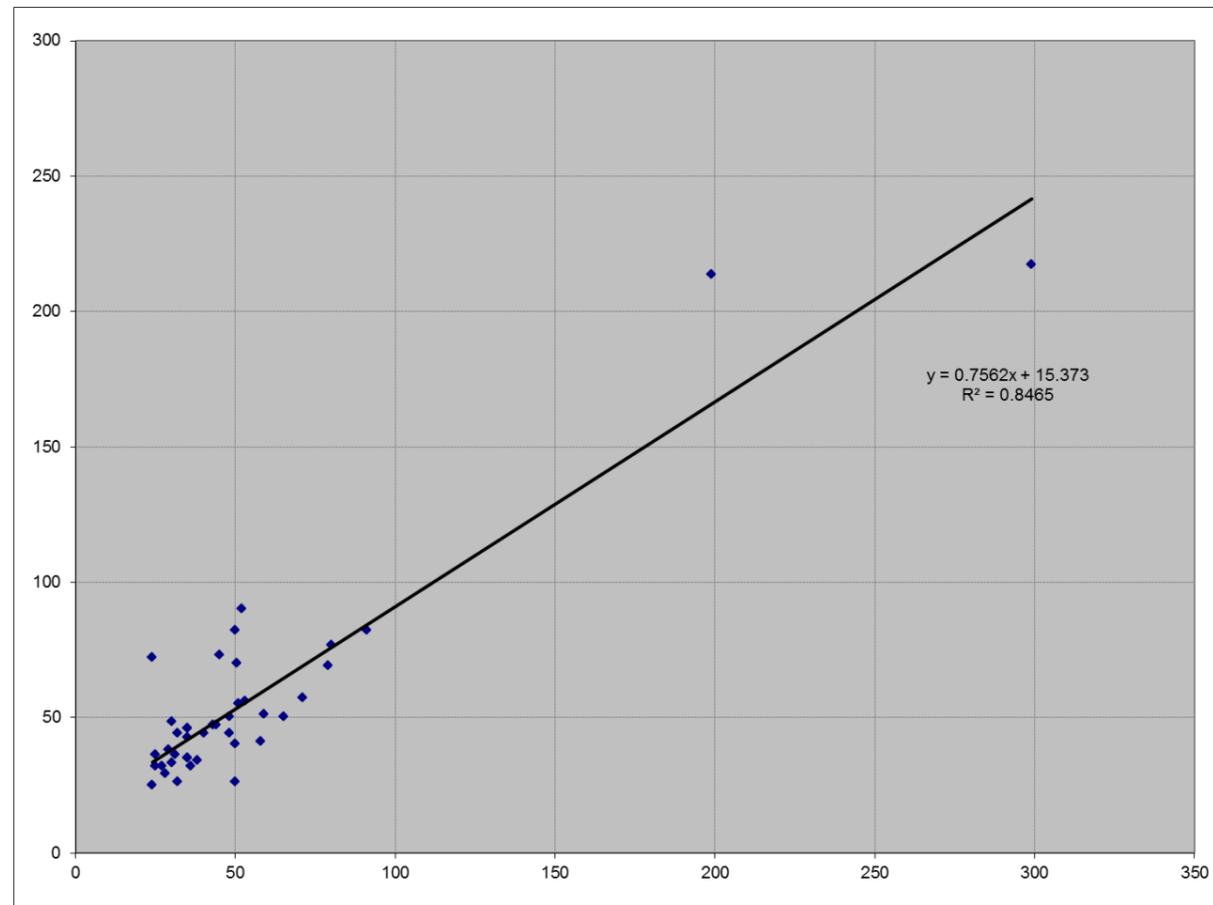


Fig. 20 Correlación espacial entre los registros de Chelva y Tuéjar.



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 CENTRO

TUÉJAR			CHELVA			CHELVA - TUÉJAR
AÑO	MES	MAX ANUAL	AÑO	MES	MAX ANUAL	
1945	7	53	1945	2	56	217
1946	12	31	1946	11	36	213.5
1947	3	32	1947	7	44	90
1948	12	25	1948	11	32	82
1949	8	43	1949	8	47	76.5
1950	11	79	1950	11	69	73
1951	10	51	1951	3	55	72
1952	12	59	1952	12	51	70
1953	3	91	1953	3	82	70
1954	10	50	1954	10	26	69
1955	11	27	1955	12	32	63
1956	2	71	1956	2	57	57
1957	9	299	1957	1	217	56
1959	9	44	1959	4	47	55
1963	3	36	1963	3	32	55
1968	2	50	1968	2	82	53
1969	1	50.5	1969	1	70	51
1970	8	50	1970	3	40	50
1971	12	48	1971	12	50	50
1972	12	148	1972	12	178	48.4
1973	6	40	1973	11	44	47
1974	5	28	1974	5	29	47
1975	11	35	1975	10	35	47
1976	3	35	1976	12	46	46
1977	3	80	1977	3	76.5	46
1978	12	24	1978	12	72	44
1979	5	35	1979	5	42.6	44
1980	9	52	1980	9	90	44
1981	7	25	1981	5	36	44
1982	1	65	1982	1	50	42.6
1983	2	24	1983	11	25	42
1984	2	30	1984	2	48.4	41
1985	12	35	1985	10	34.9	40
1986	10	45	1986	1	73	40
1987	7	35	1987	9	46	37.8
1988	2	199	1988	2	213.5	36
1990	7	58	1990	7	41	36
1991	9	32	1991	9	26	35
1992	6	30	1992	6	33	34.9
1993	1	29	1993	2	37.8	34
1994	1	38	1994	1	34	33
1995	11	48	1995	11	44	32
						32
						30
						29
						29
						28
						26
						26
						25

Tabla 28. Serie de Pd máxima anual Chelva-Tuéjar



### 3.4. Fundamentos de la metodología estadística empleada

Para el análisis estadístico de máximos pluviométricos se han empleado las distribuciones teóricas comúnmente utilizadas en el ámbito hidrológico. El análisis estadístico local se ha realizado con las funciones:

- I. Gumbel
- II. General Extreme Value (GEV)
- III. Two Component Extreme Value (TCEV)
- IV. Square-Root Exponential Type Distribution of the maximum (SQRT-Etmax)

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

- **Función de distribución Gumbel:**

Es la distribución de extremos más empleada. Emplea dos parámetros y es de aplicación en todo el dominio real. Pertenece a la familia "Extreme Value" tipo I definida más adelante en la distribución GEV.

Su expresión analítica viene dada por  $F_X(X) = e^{-\lambda \cdot e^{-\theta \cdot x}}$

Siendo:

$F_X(X)$  Probabilidad de no excedencia del valor  $x$  en un año dado.

$x$  Valor de la variable aleatoria, la precipitación máxima anual.

$\theta$  Parámetro de localización de distribución.

$\lambda$  Parámetro de dispersión de la distribución.

La media y la varianza poblacional vienen determinadas por:

$$\mu = \theta + 0.5772 \cdot \lambda \qquad \sigma^2 = \frac{\pi^2}{6} \cdot \lambda^2$$

- **Función de distribución Generalized Extreme Value (GEV)**

La distribución GEV fue introducida por Jenkinson en 1955. La GEV emplea tres parámetros que combinan tres distribuciones de valores extremos: Gumbel (EV I), Frechet (EV II) y Weibull (EV III). 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  $\beta$ , se distinguen tres tipos:

I. GEV I o EV I o Gumbel, si  $\beta=0$

II. GEV II (Frechet), si  $\beta>0$

Con límite inferior, función definida para  $x > x_0 + \frac{\alpha}{\beta}$

III. GEV III (Weibull), si  $\beta<0$

Con límite superior, función definida para  $x < x_0 + \frac{\alpha}{\beta}$

Si el parámetro de localización  $x_0$  es nulo, se distinguen otros 2 tipos más

I. EV II o LogGumbel

II. EV III o Weibull



• **Función de distribución Two Component Extreme Value (TCEV)**

Empleada 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,  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$ ,  $\theta_1$  y  $\theta_2$ , y la expresión de esta función 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:

$F_x(X)$  = 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 Distribución of the Maximum (SQRT-ET max)**

Fue introducida por Etoh, Murota y Nakanishi en 1987. Está considerada por el CEDEX como la más adecuada para numerosas regiones de España por las siguientes razones: es el único de los modelos analizados que ha sido propuesto específicamente para la modelación estadística de máximas lluvias diarias; está formulado con sólo dos parámetros lo que conlleva una completa definición de los cuantiles en función exclusivamente del coeficiente de variación con lo que se consigue una mayor facilidad de presentación de resultados; y proporciona resultados más conservadores que la distribución de 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:

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

Donde:

$x$  = Valor de la variable aleatoria, es decir, la precipitación máxima anual

$F_x(X)$  = Probabilidad de no excedencia del valor  $x$  en un año dado

$k, \alpha$  = Parámetros de la distribución. Escala y frecuencia respectivamente.

El cuantil asociado a un periodo de retorno dado se obtiene numéricamente invirtiendo la función y sustituyendo  $F(x)$  por  $(1 - \frac{1}{T})$ .

**3.5. Resultados.**

Para obtener los resultados se han evaluado los modelos estadísticos ajustados a la serie de Pd máxima anual de la estación Chelva –Tuéjar (tabla 28) y posteriormente se ha seleccionado el mejor modelo.

A continuación se muestran los resultados de los ajustes para cada modelo.

	GEV MOM	
X0=	38.6551089	38.6551089
ALFA=	23.0235748	23.02357479
BETA=	0.17656697	0.176566974
coef. asimetría	2.99291856	2.993170677

	TCEV ML	
LANDA1=	35.78521	35.78521
THETA1=	0.0930278	0.0930278
LANDA2=	0.18412	0.18412
THETA2=	0.010484	0.010484

	SQRT MOM
K=	11.22497118
ALFA=	0.431227481

	Gumb MOM	Gumb ML
LANDA=	3.480531943	LANDA= 8.64297000
THETA=	0.032137605	THETA= 0.04001520



En siguiente gráfica se han representado las diferentes curvas, resultado de los modelos aplicados

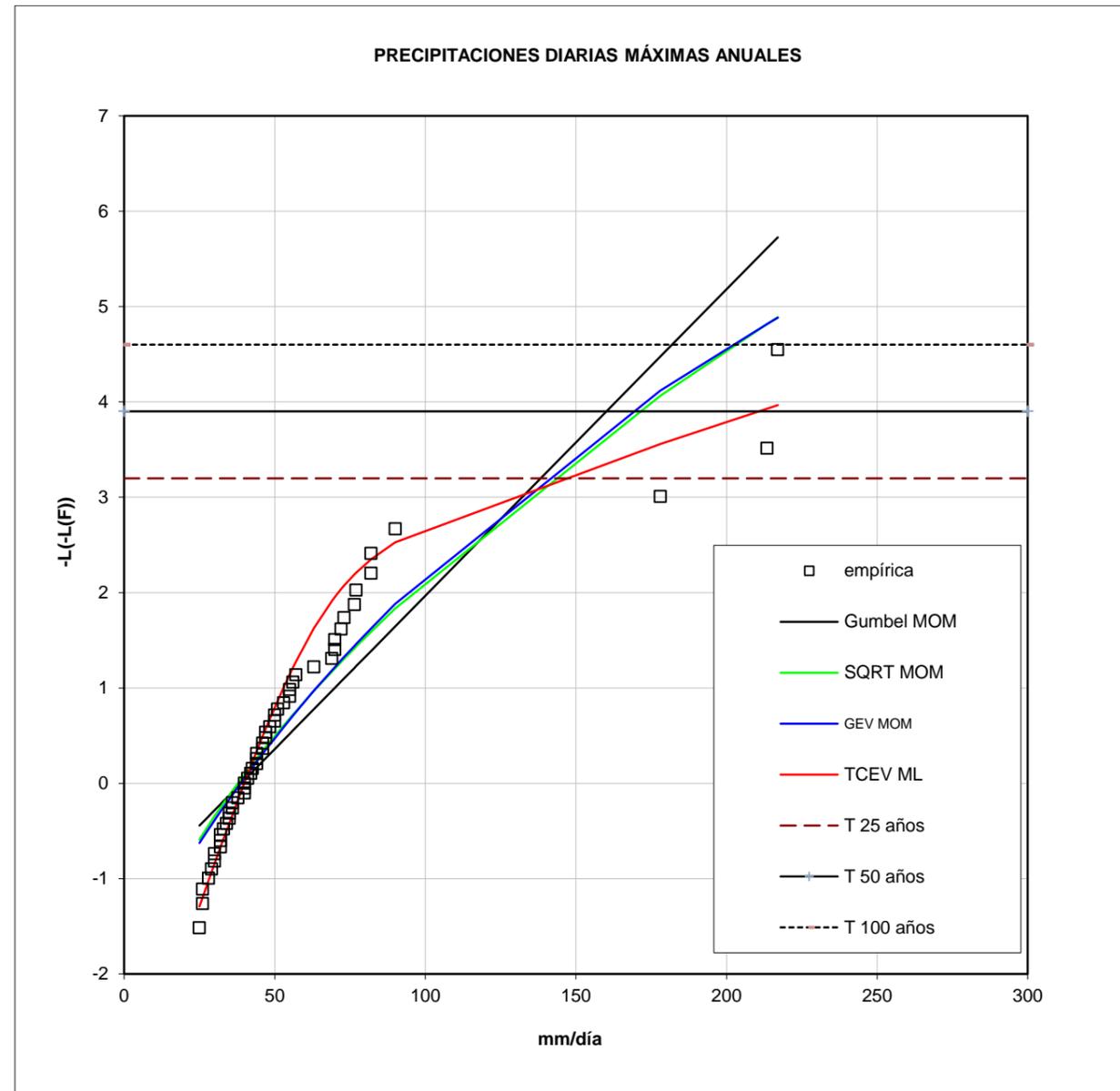


Fig. 21 Gráfico de las funciones, Gumbel, General Extreme Value (GEV), Two Component Extreme Value (TCEV), Square-Root Exponential Type Distribution of the maximum (SQRT-Etmax)

De esta gráfica se extrae que la curva de Gumbel claramente infraestima los cuantiles superiores a 25 años, quedando así del lado de la inseguridad para periodos de retorno altos. Por tanto, el modelo Gumbel por momentos, queda descartado.

Por otra parte, la distribución empírica muestra un claro efecto pata de perro, muy marcado con una diferencia entre las dos subpoblaciones del orden de 100mm, al cual, a la vista del gráfico se adapta claramente mejor la distribución TCEV que las distribuciones GEV y SQRT-ETmax.

Además se observa un buen ajuste de la TCEV a la parte central y cola izquierda de la distribución, a diferencia del resto de modelos estudiados.

Por tanto utilizaremos la Función de distribución Two Component Extreme Value (TCEV), por máxima verosimilitud, para el cálculo de los cuantiles para los siguientes periodos de retorno que se muestran en la siguiente tabla:

PERIODO DE RETORNO	CUANTILES
10	78.372
25	143.811
50	210.775
100	277.382
200	343.73
500	431.272

Tabla 27 Cuantiles de precipitación máxima anual de la cuenca d estudio.



#### 4. EL MODELO LLUVIA-ESCORRENTÍA

Como ya se ha comentado en la Introducción, la pequeña extensión del sistema hidrológico y la disponibilidad de un único punto de información pluviométrica en el mismo, hacen recomendable emplear como modelo de transformación lluvia-escorrentía el método de Témez Modificado. Este es el recomendado en la Instrucción 5.2 – IC Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras marzo (2016).

En el siguiente apartado se presentan los fundamentos del método y a continuación los resultados obtenidos en la cuenca de estudio.

##### 4.1. Metodología del modelo

El método racional calcula el caudal máximo de escorrentía superficial de una lluvia de una intensidad, I, que cae sobre una superficie. La lluvia es constante durante un tiempo mínimo igual al tiempo de concentración.

La fórmula básica de este método es la siguiente:

$$Q_p = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6} \cdot K$$

$Q_p$  = 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

La hipótesis de intensidad de lluvia neta constante viene corregida por el coeficiente de uniformidad temporal, K, coeficiente deducido tras el estudio de lluvias en numerosas cuencas

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

K = coeficiente de uniformidad temporal

$T_c$  = tiempo de concentración (h)

La fórmula recomendada para obtener el tiempo de concentración es una modificación de la del *US Army Corps of Engineers*:

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

$t_c$  = tiempo de concentración de la cuenca (h)

L = longitud del recorrido principal (km)

J = pendiente del cauce principal, en tanto por uno.

Se adopta el coeficiente de escorrentía con la formula deducida por Témez a partir del método del SCS.

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

$P_d$  = volumen de precipitación diaria (mm)

$P_o$  = umbral de escorrentía (mm)

Para tener en cuenta la no uniformidad espacial de la lluvia, hay que afectarla por un coeficiente de reducción areal si la superficie de la cuenca es mayor de 1  $km^2$ .

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

A = superficie de la cuenca en  $km^2$ .



#### 4.2. Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia.

En cuanto a la curva de intensidad de duración frecuencia (IDF) se ha decidido estudiar por un lado, la curva resultante de aplicar la IDF de Témez (1978) y por otro lado la curva IDF propuesta por Salas (2005).

Las razones de esta comparación se basan en que los tiempos de concentración son de muy corta duración, además de que el sistema hidrológico está formado de subcuencas e intercuencas pequeñas. Por otra parte, aunque existe una curva IDF para la Comunidad Valenciana, no es concreta de la zona de estudio, por estar el municipio de Chelva al interior de Valencia.

Finalmente se compararán las dos curvas para cada periodo de retorno, y se decidirá cual se ajusta mejor mediante gráficos de dispersión. Una vez elegida la curva que mejor se ajusta se procederá al cálculo de los caudales de crecida.

##### 4.2.1 Curva IDF Témez (1978)

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

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

$i_t$  = intensidad media de la tormenta de diseño, en mm/h, para un período de retorno

T (l 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

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

$$\frac{i/i_d}{i_d/24}$$

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

#### Resultados

		i(Tc)T (mm/h)							
		IC1	SC2	IC3	SC4	IC5	SC6	IC7	SC8
T (años)	10	82.29	44.82	109.01	80.15	97.56	27.41	97.84	41.58
	25	151.01	82.25	200.03	147.07	179.01	50.30	179.54	76.29
	50	221.32	120.54	293.18	215.55	262.37	73.72	263.14	111.82
	100	291.26	158.64	385.83	283.66	345.28	97.02	346.29	147.15
	200	360.93	196.58	478.11	351.51	427.87	120.22	429.12	182.35
	500	452.85	246.64	599.88	441.03	536.83	150.84	538.41	228.79

		IC9	SC10	SC11	IC12	SC13	SC14	IC15	SC16
T (años)	10	88.25	46.92	64.94	109.73	80.50	82.57	75.25	46.85
	25	161.95	84.12	119.17	201.36	147.71	151.51	138.09	85.98
	50	237.35	123.29	174.65	295.12	216.49	222.07	202.39	126.01
	100	312.36	162.26	229.85	388.38	284.91	292.24	266.35	165.83
	200	387.07	201.07	284.83	481.28	353.06	362.14	330.05	205.50
	500	485.65	252.27	357.36	603.85	442.97	454.37	414.11	257.84



#### 4.2.2 Curva IDF Salas (2005)

Salas (2005) y salas y Fernández (2006) replantearon la formulación de Témez obteniendo una nueva formulación basada en la recogida en la Instrucción 5.2-IC, con algunas modificaciones. El estudio se basó en la recopilación de datos de todas las estaciones dotadas de pluviógrafo en España y es que con estos instrumentos se registran los 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. Y a partir del tratamiento de estos datos, se propone una reformulación de la Intensidad de Precipitación que se recoge en la siguiente expresión:

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

La relación entre intensidades ( $I_1/I_{24}$ ) se asemeja a la del método racional, y también se consulta en un mapa, en este caso el de la figura:

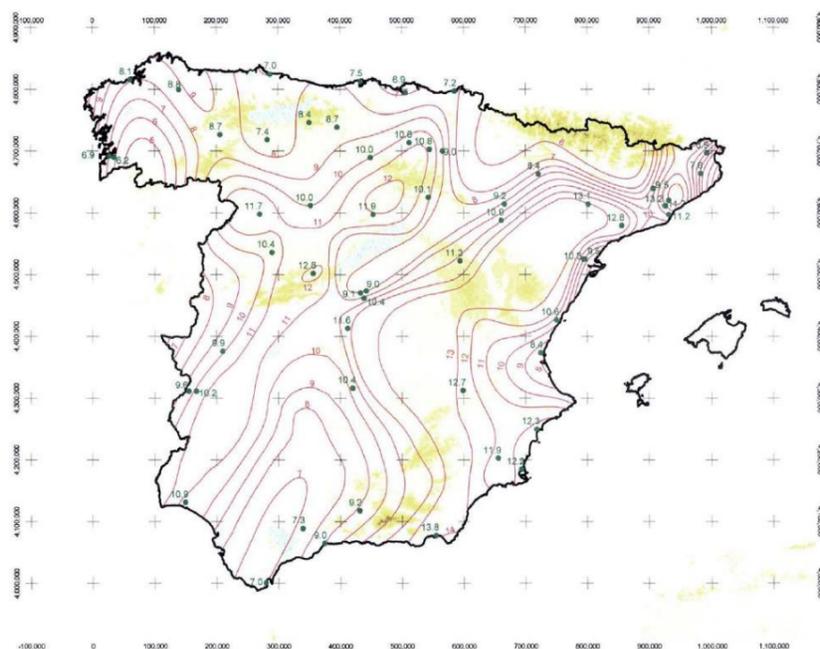


Fig. 22 Relación entre intensidades según la localización geográfica.

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

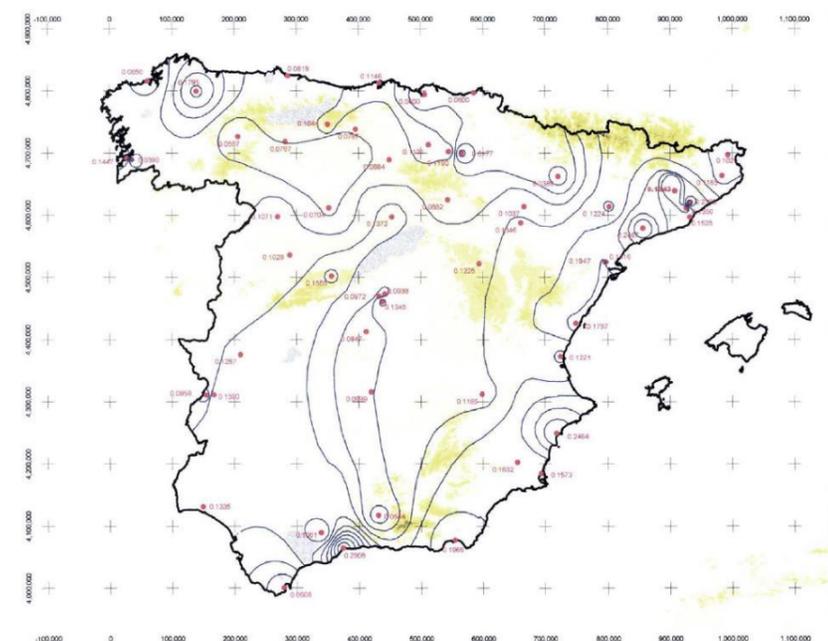


Fig. 23 Coeficiente  $a$  para cada localización geográfica.

Y en relación al coeficiente  $h(T)$ , se trata de una 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:

$$h(T) = -0.0037 * (Ln(T))^2 + 0.055 * Ln(T) + 0.9536$$

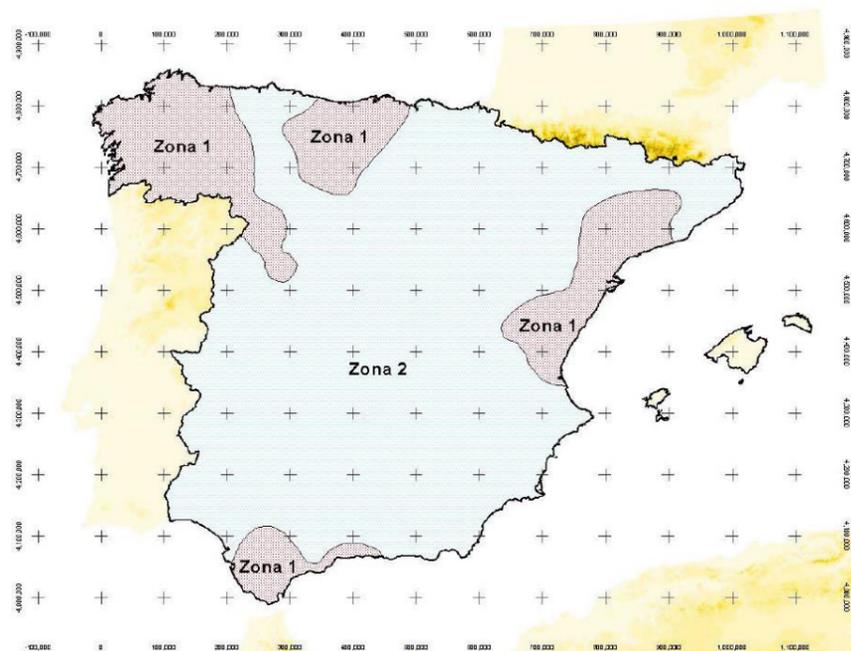


Fig. 24 Localización geográfica de h(T) para tiempos de concentración inferiores a 1h.

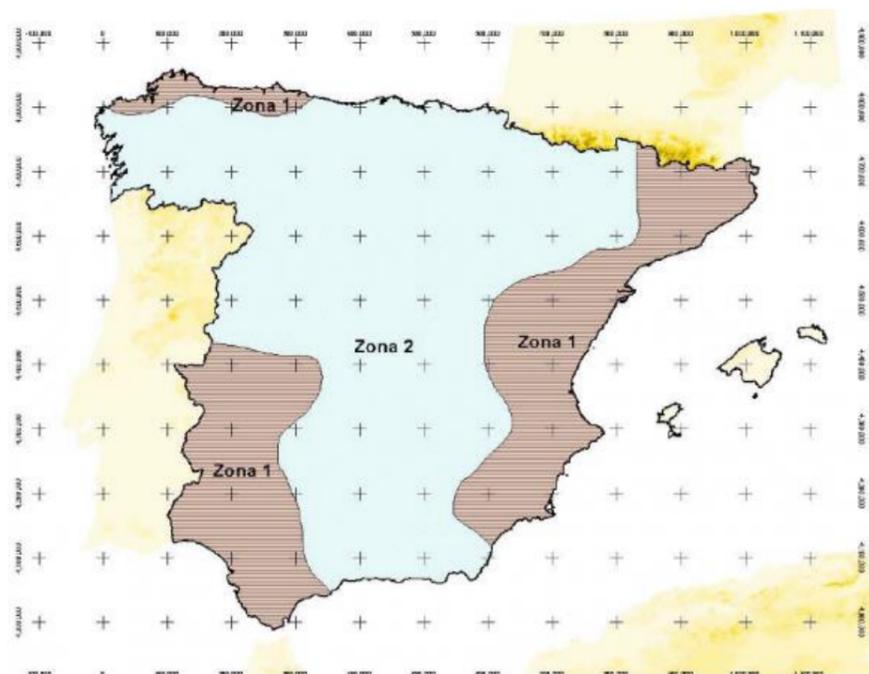


Fig. 25 Localización geográfica de h(T) para tiempos de concentración superiores a 1h.

### 4.3. Resultados

Se calculan como bien se ha mencionado en la metodología el parámetro  $a$ , según el mapa de la figura 1133 tiene un valor de  $a=0.15$ .

A continuación se estima del mapa de la figura 123 la relación  $(I_1/I_{24})$  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 de la figura 123 para tiempos de concentración mayores a una hora como para tiempos de concentración menores a una hora se obtienen los siguientes resultados de la tabla:

$h(T)$	10	25	50	100	200	500
$t < 1 \text{ hora}$	1.0235	1.0299	1.0343	1.0383	1.0419	1.0461
$t > 1 \text{ hora}$	0.9968	0.9905	0.9870	0.9846	0.9834	0.9836

Aplicando la fórmula de Salas para el cálculo de la intensidad media para un tiempo de concentración dado, se obtienen las siguientes intensidades, tal y como se demuestra en la tabla 123

	$i(T_c)T$ (mm/h)							
	IC1	SC2	IC3	IC4	IC5	SC6	IC7	SC8
<b>10</b>	80.03	45.51	102.82	78.14	93.21	28.19	93.45	42.35
<b>25</b>	147.78	84.03	189.86	144.28	172.11	52.06	172.56	78.19
<b>50</b>	217.51	123.69	279.46	212.37	253.33	76.62	253.99	115.09
<b>100</b>	287.36	163.41	369.20	280.57	334.68	101.23	335.56	152.04
<b>200</b>	357.34	203.20	459.11	348.90	416.19	125.88	417.27	189.07
<b>500</b>	450.15	255.98	578.36	439.52	524.29	158.57	525.66	238.18

$T$ (años)	IC9	SC10	SC11	IC12	SC13	SC14	IC15	SC16
	<b>10</b>	85.23	46.50	64.46	103.42	78.45	80.28	73.80
<b>25</b>	157.38	85.86	119.03	190.96	144.86	148.23	136.26	87.65
<b>50</b>	231.65	126.38	175.20	281.08	213.22	218.17	200.56	129.02
<b>100</b>	306.04	166.96	231.46	371.34	281.68	288.23	264.97	170.45
<b>200</b>	380.57	207.62	287.83	461.77	350.28	358.42	329.49	211.96
<b>500</b>	479.42	261.55	362.59	581.72	441.27	451.52	415.08	267.01



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

Una vez se han obtenido los resultados de las curvas intensidad duración y frecuencia de Salas (2005) y Témez (1978) se procede a la comparación de estas para finalmente obtener los caudales pico de crecidas en el sistema hidrológico objeto de estudio.

Se comparan para periodos de retorno de 25, 100 y 500 años mediante gráfico 1, gráfico 2 y gráfico 3 respectivamente.

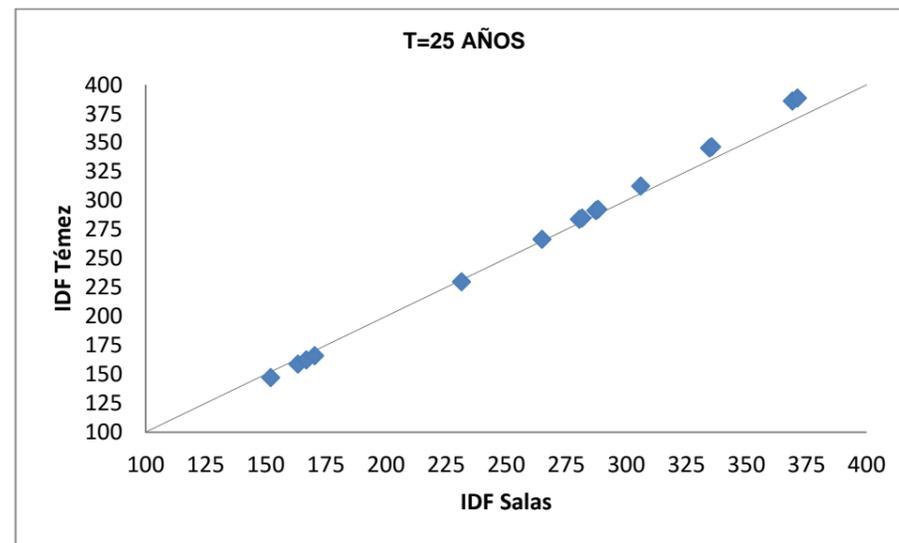


Gráfico 1. Comparación de las IDF para un periodo de retorno de 25 años.

Para un periodo de retorno de 25 años, los resultados para Salas son inferiores para todo el rango de tiempo de concentración aunque con escasas diferencias.

Como se observa en el gráfico para un tiempo de concentración de 25 años las diferencias se acentúan para duraciones de tiempos de concentración pequeñas, para las que la curva IDF de Témez sobrestima valores de intensidad.

Para duraciones inferiores a 166.96 mm/h la curva IDF de Témez da valores superiores a los de Salas acentuándose la diferencia cuanto más disminuye la duración, mientras que para duraciones mayores las diferencias son nulas y Salas corrige las duraciones pequeñas.

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

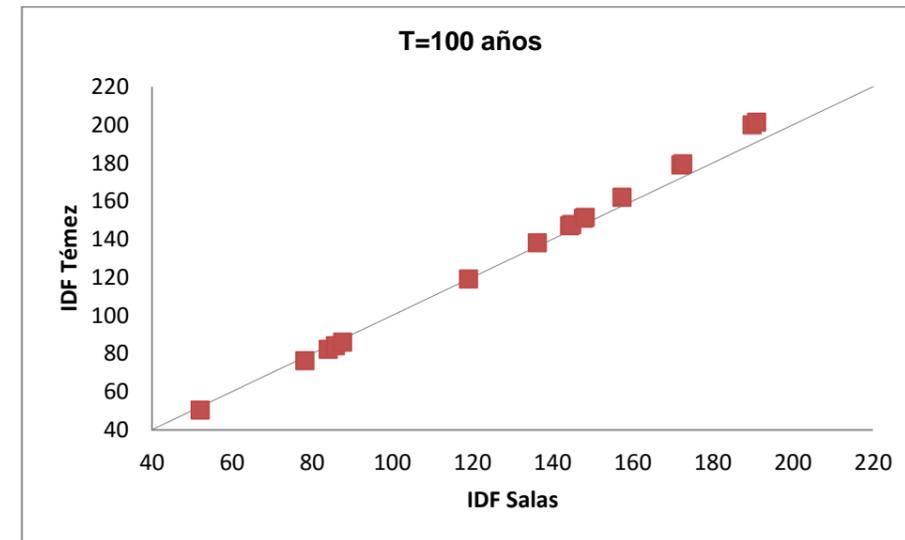


Gráfico 2. Comparación de las IDF para un periodo de retorno de 100 años.

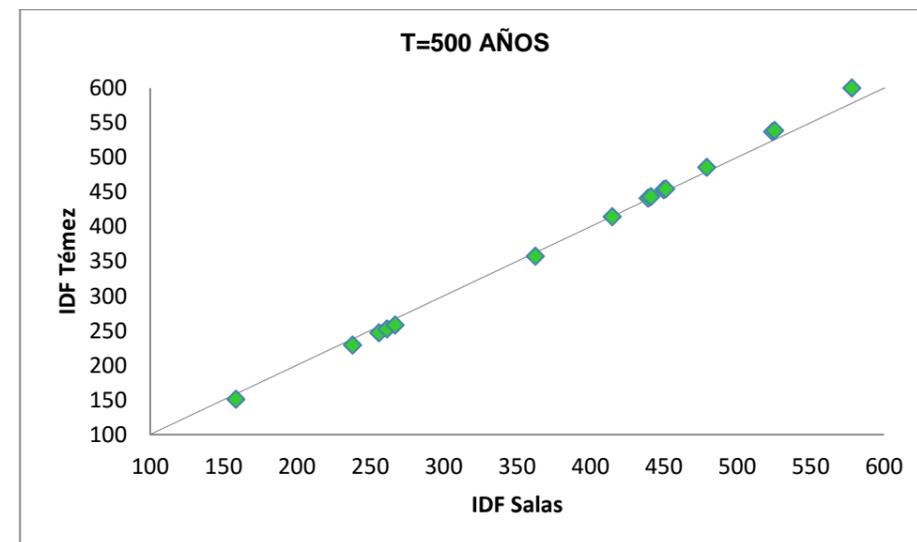


Gráfico 3 Comparación de las IDF para un periodo de retorno de 500 años.

Como se observa el comportamiento de las curvas IDF es el mismo que el explicado anteriormente en el gráfico 1.

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



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 CENTRO

T (años)	25							
	IC1	SC2	IC3	SC4	IC5	SC6	IC7	SC8
P(d)T (mm)	143.81	143.81	143.81	143.81	143.81	143.81	143.81	143.81
KA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
i(Tc)T (mm/h)	147.78	84.03	189.86	144.28	172.11	52.06	172.56	78.19
K	1.01	1.04	1.01	1.01	1.01	1.11	1.01	1.05
CT	0.43	0.52	0.42	0.54	0.56	0.53	0.49	0.53
QpT (m3/s)	<b>3.52</b>	<b>9.25</b>	<b>0.72</b>	<b>3.57</b>	<b>0.70</b>	<b>9.96</b>	<b>1.93</b>	<b>13.80</b>

T (años)	25							
	IC9	SC10	SC11	IC12	SC13	SC14	IC15	SC16
P(d)T (mm)	143.81	143.81	143.81	143.81	143.81	143.81	143.81	143.81
KA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
i(Tc)T (mm/h)	157.38	85.86	119.03	190.96	144.86	148.23	136.26	87.65
K	1.01	1.04	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01	1.04
CT	0.41	0.48	0.43	0.42	0.14	0.19	0.14	0.39
QpT (m3/s)	<b>1.25</b>	<b>8.18</b>	<b>1.52</b>	<b>0.92</b>	<b>0.35</b>	<b>0.31</b>	<b>0.19</b>	<b>10.53</b>

Tabla 28 Caudales pico, del sistema hidrológico, obtenidos con la IDF de Salas (2005) para un periodo de retorno de 25 años.

T (años)	100							
	IC1	SC2	IC3	SC4	IC5	SC6	IC7	SC8
P(d)T (mm)	277.38	277.38	277.38	277.38	277.38	277.38	277.38	277.38
KA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
i(Tc)T (mm/h)	287.36	163.41	369.20	280.57	334.68	101.23	335.56	152.04
K	1.01	1.04	1.01	1.01	1.01	1.11	1.01	1.05
CT	0.65	0.73	0.65	0.75	0.77	0.74	0.71	0.74
QpT (m3/s)	<b>10.46</b>	<b>25.33</b>	<b>2.15</b>	<b>9.63</b>	<b>1.85</b>	<b>27.01</b>	<b>5.41</b>	<b>37.50</b>

T (años)	100							
	IC9	SC10	SC11	IC12	SC13	SC14	IC15	SC16
P(d)T (mm)	277.38	277.38	277.38	277.38	277.38	277.38	277.38	277.38
KA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
i(Tc)T (mm/h)	306.04	166.96	231.46	371.34	281.68	288.23	264.97	170.45
K	1.01	1.04	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01	1.04
CT	0.64	0.70	0.66	0.65	0.34	0.40	0.34	0.62
QpT (m3/s)	<b>3.79</b>	<b>23.17</b>	<b>4.50</b>	<b>2.74</b>	<b>1.62</b>	<b>1.26</b>	<b>0.89</b>	<b>32.37</b>

Tabla 29. Caudales pico, del sistema hidrológico, obtenidos con la IDF de Salas (2005) para un periodo de retorno de 100 años.

T (años)	500							
	IC1	SC2	IC3	SC4	IC5	SC6	IC7	SC8
P(d)T (mm)	431.27	431.27	431.27	431.27	431.27	431.27	431.27	431.27
KA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
i(Tc)T (mm/h)	450.15	255.98	578.36	439.52	524.29	158.57	525.66	238.18
K	1.01	1.04	1.01	1.01	1.01	1.11	1.01	1.05
CT	0.78	0.84	0.77	0.85	0.86	0.85	0.82	0.85
QpT (m3/s)	<b>19.58</b>	<b>45.50</b>	<b>4.03</b>	<b>17.18</b>	<b>3.27</b>	<b>48.28</b>	<b>9.82</b>	<b>67.09</b>

T (años)	500							
	IC9	SC10	SC11	IC12	SC13	SC14	IC15	SC16
P(d)T (mm)	431.27	431.27	431.27	431.27	431.27	431.27	431.27	431.27
KA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
i(Tc)T (mm/h)	479.42	261.55	362.59	581.72	441.27	451.52	415.08	267.01
K	1.01	1.04	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01	1.04
CT	0.77	0.82	0.78	0.78	0.49	0.55	0.49	0.75
QpT (m3/s)	<b>7.14</b>	<b>42.31</b>	<b>8.39</b>	<b>5.15</b>	<b>3.68</b>	<b>2.73</b>	<b>2.03</b>	<b>61.59</b>

Tabla 30 Caudales pico, del sistema hidrológico, obtenidos con la IDF de Salas (2005) para un periodo de retorno de 100 años.



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

En este capítulo vamos a calcular el drenaje por inundación externa, es decir, el drenaje de los caudales vertientes a la variante que discurren por nuestra cuenca de estudio y el drenaje por inundación interna, generado en la traza por episodios pluviales.

Mediante obras de drenaje longitudinal y transversal se dará continuidad a los cauces de agua que, por el trazado de la carretera son interrumpidos y se permitirá la evacuación de los caudales que se han generado en la traza.

En los apartados siguientes se recoge la metodología y cálculos hidráulicos necesarios para la definición de las obras de drenaje longitudinal y transversal..

Para ello se ha empleado la Instrucción 5.2-IC "drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras" (2016).

- Información empleada

En cuanto a la información empleada se ha dispuesto de la orografía, así como del trazado longitudinal y en planta de la carretera.

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).

En cuanto a los caudales que provocan inundación externa a la carretera, se han utilizado los caudales del sistema hidrológico que afecta a la carretera, calculados anteriormente por el método agregado de Témez utilizando la curva IDF de Salas para la obtención de estos, como se ha justificado en el apartado 4.4 del capítulo 4. Exactamente se utilizarán los caudales con periodo de retorno de 100 años (tabla 30) para el cálculo de las obras transversales y los caudales con periodo de retorno de 25 años (tabla 29) para el cálculo de las obras longitudinales. Este criterio es el que se establece en la Instrucción 5.2-IC "drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras" (2016).

- Metodología hidráulica

El cálculo hidráulico se ha realizado en régimen estacionario unidimensional para los caudales de crecida de retornos 25 años (drenaje longitudinal) y 100 años (drenaje transversal), como se ha justificado anteriormente, estimando las dimensiones de los conductos en régimen uniforme y verificando el régimen variado desarrollado por las condiciones de contorno existentes aguas arriba y aguas abajo de los mismos. Se ha

tenido en consideración los condicionantes determinados por la instrucción 5.2-IC que más adelante se explicarán detalladamente.

### 5.1. Esquema

Las características de la variante de estudio se pueden consultar en el Anejo 5 "Diseño geométrico". Sin embargo, para poder hallar una solución satisfactoria del drenaje transversal y longitudinal, en la figura 5.1 se muestra el perfil longitudinal de la variante.

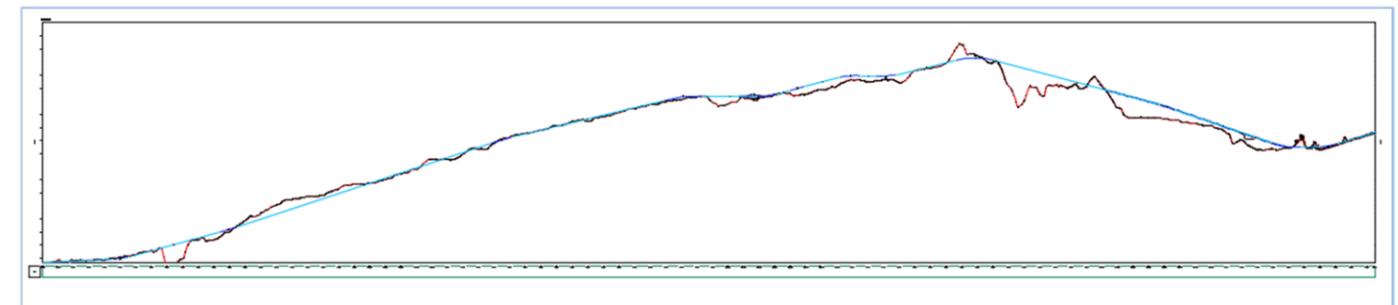


Fig. 26 Perfil longitudinal de la traza de la variante

Para dimensionar las obras de drenaje que permitan evacuar el agua producida por inundación externa, se hallarán los caudales que vierten a la carretera a través de los cauces que forman el recorrido principal de las subcuencas. Estos cauces son los que la traza de la carretera interrumpe a su curso natural, por tanto, los puntos donde corten con la traza de la carretera serán los puntos que definirán nuestras obras de drenaje transversal.

A continuación, en la figura se muestra la traza de la carretera con los recorridos principales de cada subcuenca e intercuenca así como los puntos de desagüe definidos por los cauces.

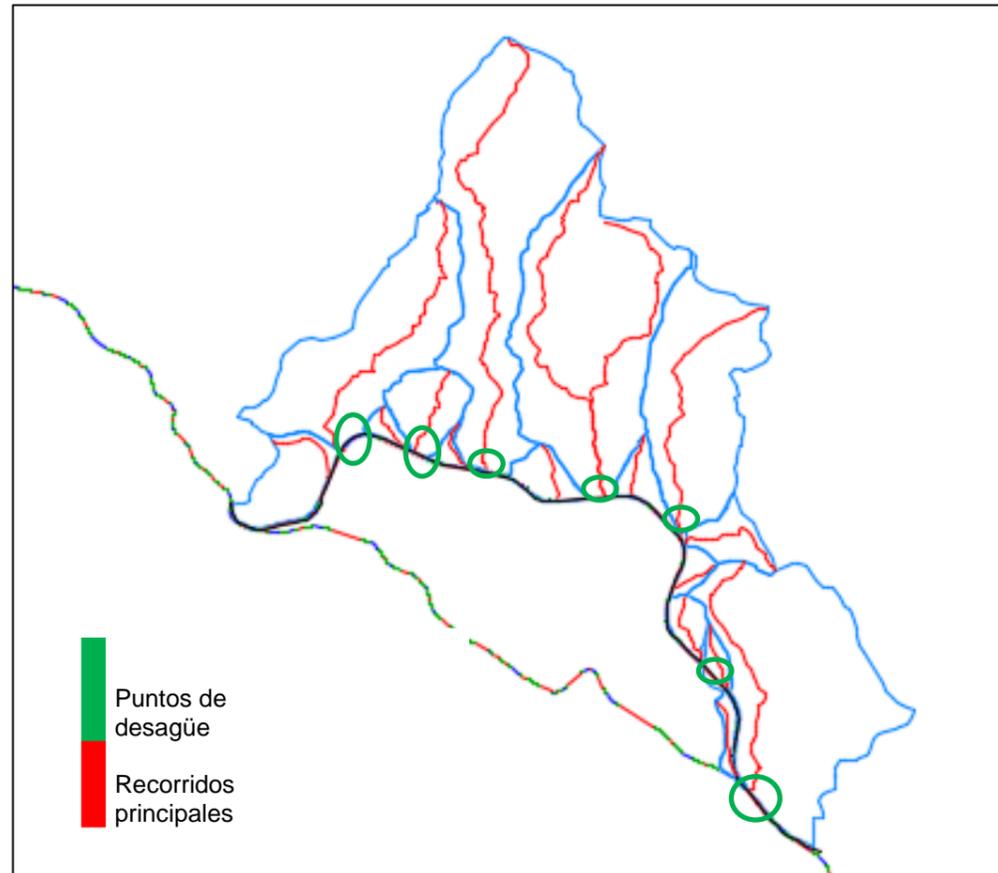


Fig. 27 Puntos de desagüe definidos por los recorridos principales de las subcuencas.

Además de estos puntos de drenaje, se ha utilizado el perfil longitudinal de la traza (figura 23) para confirmar, observando los puntos bajos del terreno, la existencia de desagües a la alternativa objeto de estudio.

En la subcuenca 8 el barranco del Calvo, en la subcuenca 6 el barranco del Remedio y en la subcuenca 4 el barranco del Montú desaguan en el río Tuéjar por la margen izquierda, se desalojará el agua directamente por debajo de los puentes como se demuestra en la figura 25. Siendo el puente 1 el que pasa por el barranco del Bercutilla, el puente 2 el que pasa por el barranco del Remedio y el puente 3 el que pasa por el barranco del Montú.

El resto de puntos de desagüe se solucionarán mediante ODT (obras de drenaje transversal), que se han adoptado justificadamente estudiando antes las características de estos, tales como la pendiente longitudinal, caudal y altura del terraplén de la sección.

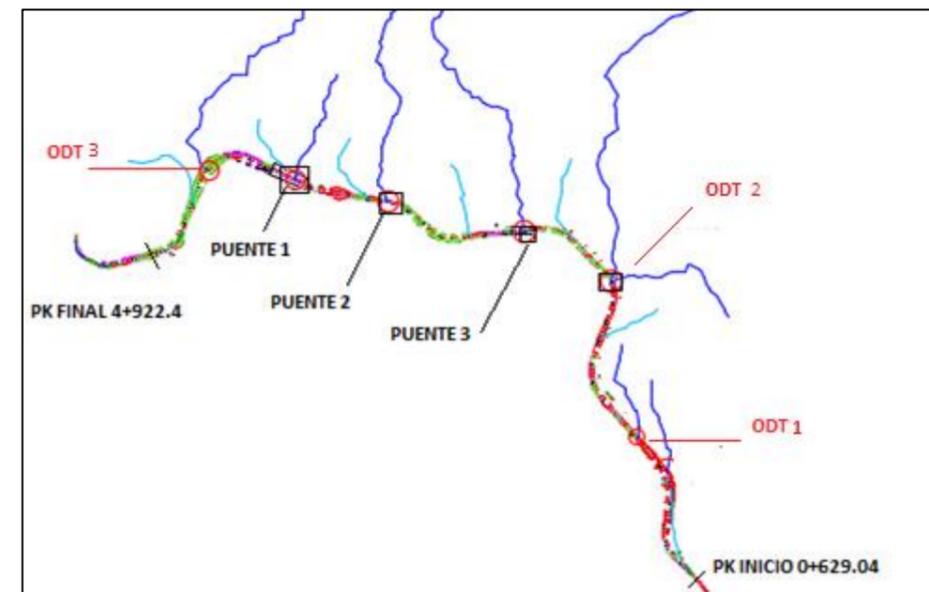


Fig. 28 Esquema de las ODTs



El caudal a desalojar en cada obra de drenaje transversal se obtiene mediante la suma de los caudales de la cuenca que desagüen en él, así como el caudal proveniente del drenaje longitudinal de la carretera.

Así pues se adoptan los caudales para cada obra de drenaje transversal según el siguiente criterio:

- Se estudiará a través del perfil longitudinal las pendientes existentes en el trazado. Según la dirección de la pendiente el agua se dirigirá hacia su ODT correspondiente.
- El caudal de las intercuenas, cuencas sin presencia de cauce definido, se redirige mediante cunetas según la proximidad al drenaje transversal, la pendiente del terreno y la holgura disponible en las ODT.
- El caudal proveniente de la variante se redirige según la pendiente de la misma, evitando ir en contra de la pendiente a no ser que la longitud a recorrer sea corta y de muy baja pendiente.

A continuación en la figura 30 se ha representado siguiendo los criterios antes mencionados el esquema de las cunetas que afectan a cada obra de drenaje transversal, para posteriormente poder calcular el caudal total que desagua en cada una de ellas. Es decir el caudal que desagua la subcuenca en el punto de desagüe definido anteriormente, si fuera el caso, el caudal de la cuneta que se dirija a la obra de drenaje y el caudal que exista en la plataforma de la carretera.

Por tanto, a través de la figura 27 donde se esquematiza la dirección de las cunetas, que se más adelante servirá para el cálculo del drenaje longitudinal, se definen a continuación los caudales que afectarán a cada obra de drenaje transversal.

Una vez definidos se procederá al cálculo de los caudales de las obras de drenaje longitudinal, para seguidamente poder calcular el caudal de diseño final de las obras de drenaje transversal.

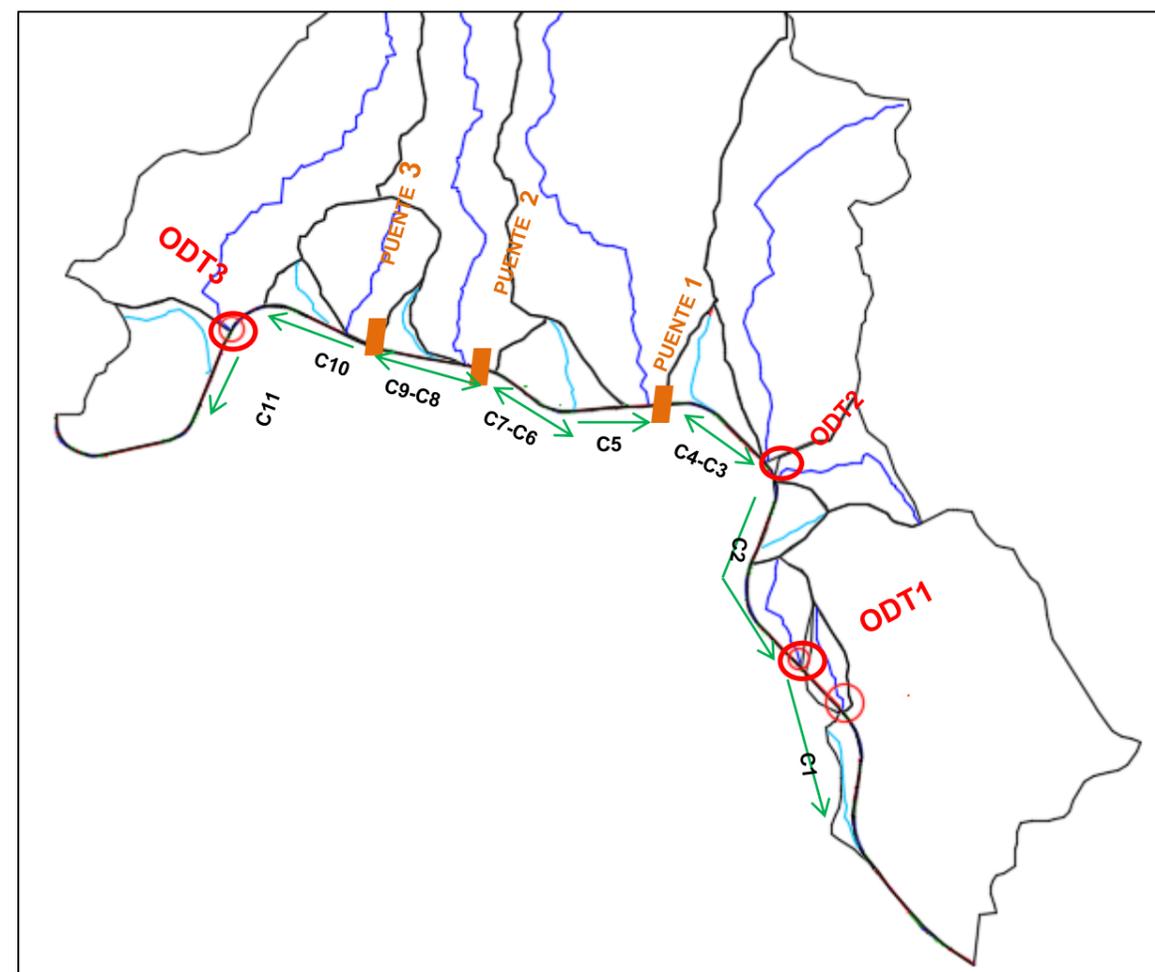


Fig. 29 Esquema del drenaje longitudinal y transversal



A continuación se detallan la posición de cada obra de drenaje transversal.

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11
<b>P.K. inicio</b>	0+629	1+304	2+110	2+538	2+670	2+935	3+148	3+334	3+594	3+876.42	4+212
<b>P.K. final</b>	1+303	2+092	2+538	2+573	2+935	3+148	3+251	3+594	3+695.24	4+211	4+922.4

Tabla 31. PKs de las obras de drenaje transversal.

	ODT 1	ODT2	Puente1	Puente 2	Puente 3	ODT3
<b>P.K. inicio</b>	1+303	2+092	2+573	3+251	3+695.94	4+211
<b>P.K. final</b>	1+304	2+110	2+670	3+334	3+876.42	4+212

Tabla 32. PKs de las obras de drenaje longitudinal.

### 5.1.1 Esquema de las obras de drenaje longitudinal.

- C1: Por la cuneta 1 discurrirá el agua procedente de la intercuenca 15 y 14 además del que desagua la propia plataforma de la traza, el caudal de esta cuneta tiene como fin una obra de drenaje transversal que se sitúa en la CV-35, y por no será objeto del estudio de drenaje.
- C2: Por la cuneta 2 discurre el agua de la subcuenca 13 e intercuenca 12 , además del que desagua la plataforma de la traza.
- C3: Por la cuneta 3 discurre parte del agua de la intercuenca 9 además del agua que desagua la plataforma de la traza.
- C4: Por la cuneta 4 discurre parte del agua de la intercuenca 9 además del agua del que desagua la platarma de la traza.
- C5: Por la cuneta cinco discurre parte del agua de la intercuenca 7 además de la que le llega a travñes de la cuneta 6 y de la propia plataforma de la traza.
- C6: Por la cuneta seis discurre parte del agua de la intercuenca siete más el agua que desagua la plataforma de la carretera en la longitud de la cuneta.
- C7: En la cuneta siete discurre parte del agua de la intercuenca 7 mas parte del agua que desagua la plataforma de la traza.

- C8: Discurre parte de la intercuenca cinco mas el agua que desagua la plataforma de la traza.
- C9: Discurre parte de la intercuenca cinco mas el agua que desagua la plataforma de la traza.
- C10: Discure parte de la subcuenca 4 , además de toda el agua desaguada por la intercuenca 3 y el agua que desaloja la plataforma de la traza.
- C11: Discurre el agua desaguada por la intercuenca 1.

### 5.1.2 Esquema de las obras de drenaje transversal.

- ODT1: Caudal proveniente de la subcuenca 13 además de la cuneta C2.
- ODT2: Caudal proveniente de la subcuenca 11 y la subcuenca 10 además de la cuenca C4.
- Puente1: Caudal proveniente de la subcuenca 8 además de las cunetas C5 y C6. Requerirá un estudio de ingeniería fluvial para las obras de protección del puente.
- Puente2: Caudal proveniente de la subcuenca 6 además de las cunetas C8 y C9. Requerirá un estudio de ingeniería fluvial para las obras de protección del puente.
- Puente3: Caudal proveniente de la subcuenca 4 además de cuneta C10. Requerirá un estudio de ingeniería fluvial para las obras de protección del puente.
- ODT3: Caudal proveniente de la subcuenca 2 además de la cuneta C11.



**5.2. Caudales de diseño para la solución finalmente adoptada.**

Una vez se ha estudiado la respuesta de la inundación externa y la inundación interna al trazar la variante por la zona de estudio, se procede al cálculo de los caudales que circularán por las obras de drenaje transversales y longitudinales.

La Instrucción 5.2-IC (2016) establece el uso de los caudales pico para un periodo de retorno de 100 años en el cálculo del caudal de diseño de las obras de drenaje transversal y el uso de los caudales pico para un periodo de retorno de 25 años para las obras de drenaje longitudinales.

**5.2.1 Caudales de diseño del sistema vertiente a la carretera**

A continuación, en la tabla 34 se muestran los caudales pico para T 100 y T25 de las cuencas del sistema:

Cuenca	Caudal pico T100 (m³/s)	Caudal pico T25 (m³/s)
IC1	10.46	3.5159
SC2	25.33	9.2470
IC3	2.15	0.7186
SC4	9.63	3.5675
IC5	1.85	0.7003
SC6	27.01	9.9591
IC7	5.41	1.9296
SC8	37.50	13.8036
IC9	3.79	1.2533
SC10	23.17	8.1787
SC11	4.50	1.5246
IC12	2.74	0.9183
SC13	1.62	0.3480

SC14	1.26	0.3051
IC15	0.89	0.1921
SC16	32.37	10.5317

Tabla 33 Caudales pico para T 100 y T25 de las cuencas del sistema

Sin embargo, la diferencia en tamaño de las diferentes cuencas del sistema hace que cada una de ellas tenga un tiempo al pico diferente, por lo que para un instante dado, el caudal pico de las cuencas no coincidirá. Debido a los valores de caudal de las cuencas del sistema hidrológico de estudio, no es pertinente realizar este cálculo, quedándose así, además, del lado de la seguridad.

Haciendo uso de dichos caudales pico, se realiza una primera aproximación al realizar los cálculos estipulados en la instrucción con el caudal de T25 años proveniente de las cuencas vertientes a la variante, reflejados en la tabla 34.

**5.2.1 Caudales de diseño de la variante a las obras de drenaje.**

Siguiendo la instrucción 5.2-IC de marzo de 2016 se utilizará el método racional para el cálculo de dichos caudales.

La fórmula para calcular el caudal es la siguiente

$$Q(T) = \frac{C \cdot Kt \cdot A \cdot I(T, tc)}{3.6}$$

Donde:

Q (T) es el caudal, en m³/s, máximo anual correspondiente al periodo de retorno T, en el punto de desagüe.

C es el coeficiente adimensional medio de esorrentía de la cuenca o superficie considerada. La fórmula es la siguiente:

$$C = \frac{((Pd \cdot K_A) / P_0 - 1) \cdot ((Pd \cdot K_A) / P_0 + 23)}{((Pd \cdot K_A) / P_0 + 11)^2}$$

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:

$$P_0 = P_0^i \cdot \beta$$

Donde:

$P_0^i$  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:

$$\beta^{P_m} = \beta_m \cdot F_T$$

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.

$F_T$  es un factor adimensional función del periodo de retorno T. Dado que estamos calculando el caudal para un periodo de retorno de T=25 años, este factor toma un valor de 1.16.

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.

$I(T, t_c)$  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:

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

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.

$I_d$  en mm/h es la intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al periodo de retorno T. Cuya fórmula es:

$$I_d = (P_d \cdot K_A) / 24$$

Donde:

$I_d$  en mm/h es la intensidad media diaria de precipitación cooregida correspondiente al periodo de retorno T

$P_d$  en mm es la precipitación diaria correspondiente al periodo de retorno T

$K_A$  es el factor reductor de la precipitación por área de la cuenca de valor:

$$\begin{aligned} \text{Si } A < 1 \text{ km}^2 & \quad K_A = 1 \\ \text{Si } A \geq 1 \text{ km}^2 & \quad K_A = 1 - \frac{\log_{10} A}{15} \end{aligned}$$

Donde:

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

$F_{int}$  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:

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

Donde:

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

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

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:

$$\text{Donde } F_b = k_b \cdot \left( \frac{I_{IDF}(T,t_c)}{I_{IDF}(T,24)} \right)$$

$I_{IDF}(T,t_c)$  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:

Donde:

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

$K_t$ = 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 en que se dicta la instrucción 5.2-IC para flujo difuso sobre el terreno. Este modo se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$t_{dif} = 2 \cdot L^{0.408} \cdot n_{dif}^{0.312} \cdot J^{-0.209}$$

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 mostramos los valores adoptados para los factores más significativos:

C	$P_d$	$K_A$	$P_0$	$K_t$	Tc (h)	Tc (min)	I(T,t)
0.96334023	143.86	1	2.784	1.003187929	0.083333	5	253.935

Tabla 34 Parámetros del método de cálculo

Sabiendo las longitudes de cada cuneta, el ancho de la plataforma y los parámetros obtenidos mediante el método racional explicado en la instrucción se obtienen los caudales de la plataforma que vierten a su cuneta correspondiente.

Tramo	Q
C1	0.252699618
C2	0.295441097
C3	0.160468007
C4	0.013122384
C5	0.099355191
C6	0.079859078
C7	0.038617301
C8	0.097480565
C9	0.037957432
C10	0.12544249
C11	0.266346897
Q Pte.1	0.034671724
Q Pte.2	0.029740093
Q Pte.3	0.06474107

Tabla 35 Caudales de la plataforma vertientes a las obras de drenaje longitudinal



### 5.2.2 Caudales totales para el dimensionamiento de las obras de drenaje longitudinales

Una vez calculados los caudales que el sistema hidrológico produce por inundación externa a la traza longitudinal de la carretera, para un periodo de retorno de 25 años (tabla 34) y los caudales que la plataforma por inundación interna, también produce longitudinalmente, se procede al cálculo total del caudal que habrá que drenar de la carretera mediante obras de drenaje longitudinal.

Tramo	Q final
C1	0.750
C2	1.562
C3	1.414
C4	1.266
C5	4.038
C6	2.009
C7	1.968
C8	0.798
C9	0.738
C10	0.844
C11	3.782
Q Pte.1	0.0346717
Q Pte.2	0.0297401
Q Pte.3	0.0647411

Tabla 36 Caudales de diseño longitudinal totales.

### 5.2.3 Caudales totales para el dimensionamiento de las obras de drenaje transversales.

Para el cálculo de los caudales que afectan a las obras de drenaje transversales que vierte el sistema hidrológico, se adoptarán los calculados para un periodo de retorno de cien años (tabla 34) además de los caudales de las obras de drenaje longitudinal que por tener una determinada pendiente se dirigirán a una obra de drenaje transversal concreta. En la figura 27 y en el apartado 5.1 de este capítulo, se ha detallado claramente la dirección de las cunetas y la ODT de desagüe de estas.

A continuación en la tabla se presentan los caudales totales para el dimensionamiento de las obras de drenaje transversal

ODT	Q total
ODT 1	3.181
ODT 2	26.175
ODT 3	29.081
Puente 1	42.841
Puente 2	29.806
Puente 3	23.970

Tabla 37 Caudales de diseño transversal totales.

Con los caudales de diseño longitudinales y transversales obtenidos se procede al dimensionamiento de las obras de drenaje.

### 5.3. Dimensionamiento de las obras de drenaje.

#### 5.3.1 Dimensionamiento de las obras de drenaje transversal.

El prediseño de las ODTs se realiza mediante iteraciones empleando la expresión formulada a continuación:

$$Q = S \cdot V$$

Donde:

Q = caudal en m<sup>3</sup>/s

S = sección de la ODT

v = velocidad obtenida por la fórmula de Manning



La fórmula de Manning permite el cálculo de la velocidad del agua en canales abiertos y tuberías. Su expresión es:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot j^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

v = velocidad, en m/s

n = número de Manning

Rh= radio hidráulico, en m.

Determinado por la expresión:  $R_h = \frac{\text{Sección mojada}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{S_m}{P_m}$

J = Pendiente del terreno en el desagüe, en m/m

A continuación se realiza un análisis, por separado, de las ODTs mencionadas con anterioridad.

ODT	Q(m3/s)	J (m/m)	h terraplén(m)
ODT1	3.18	0.0475	3
ODT2	29.08	0.029	2
ODT3	26.175	0.088	17

Tabla 38 Parámetros a tener en cuenta en el dimensionamiento de las ODTs

Empleando las expresiones mostradas, se realizarán diversas iteraciones para diferentes secciones hasta que se obtenga como resultado un caudal superior al de diseño.

### ODT1

En primer lugar y debido al poco caudal para el que se calcula (3.18 m3/s), se realizan las primeras iteraciones empleando secciones circulares para la colocación de un tubo. La pendiente del terreno se obtiene a partir de las líneas de nivel alrededor de la posición de la ODT 1 y se obtiene como resultado 0.0475 m/m de pendiente.

Para un tubo de 1m de diámetro obtenemos un calado normal de 0.563 metros con un número de Froud de 3.28 obteniendo una velocidad de 6.977m/s.

La velocidad obtenida con 1 m de diámetro se podría reducir, se han supuesto dos alternativas para reducir esta velocidad. Por una parte se ha estudiado reducir el diámetro por uno de 0.8m, perdiendo de esta forma resguardo, pero no será un problema para el dimensionamiento, pues los caudales se han sobredimensionado y por tanto el resguardo que obtenemos al reducir el diámetro del tubo es suficiente. Por otra parte, se ha aumentado la rugosidad elevando el número de Manning de 0.013 a 0.015.

Como resultado de estas iteraciones se obtiene que reduciendo el diámetro el caudal de diseño es superior a la capacidad de un tubo de 0.8m, por tanto se opta por aumentar la rugosidad.

Tras analizar la sección transversal de la traza en este punto se obtiene que la altura de terraplén es de 3m.

Por tanto las dimensiones de una obra de drenaje transversal de sección circular de 1 metro de diámetro de admiten.

Al aumentar la rugosidad de 0.013 a 0.015 se obtienen los siguientes resultados.

Para n=0.015

- Calado normal ( $y_o$ ) = 0.618 m
- Resguardo = 0.382 m
- Número de Froude 2.75 (se encuentra en régimen rápido)
- Velocidad = 6.24 m/s

La velocidad sigue siendo alta, por tanto se ha vuelto a dimensionar para un número de Manning superior, n=0.017

Para n=0.017

- Calado normal ( $y_o$ ) = 0.674m
- Resguardo = 0.326m
- Número de Froude 2.32 (se encuentra en régimen rápido)
- Velocidad = 5.46m/s



### ODT2

Se ha partido de la capacidad que se ocupe una obra de drenaje transversal de sección circular de 1.5m de diámetro, obteniendo una capacidad de 13m<sup>3</sup>/s. Esto implica que para el caudal de diseño calculado en este punto (29.08 m<sup>3</sup>/s) se necesitarían más tubos de estas dimensiones, dado que la altura de terraplén de la sección transversal es de 2m, no podemos aumentar el diámetro.

Por tanto se ha estudiado la respuesta del caudal de diseño ante el dimensionamiento de tres tubos de 1.5m de diámetro, solución que descartaremos pues el caudal de diseño que pasaría por cada tubo sería de 9.93m<sup>3</sup>/s y haciendo las iteraciones correspondientes se ha observado que el un tubo de 1.5 m de diámetro no tiene suficiente capacidad para tal caudal.

Otra posibilidad es la construcción de un marco, pues esta sección va del 2+110.2 al 2+092.5, disponiendo de suficiente espacio para dimensionar un marco de ancho 17m para nuestro caudal de diseño.

Se ha estudiado el dimensionamiento de un marco de 4m de base y 1.2m de altura de coronación. Con un coeficiente de Manning de 0.013 dando los siguientes resultados:

- Calado normal ( $y_o$ ) = 0.8m
- Resguardo = 0.4 m
- Número de Froude 3.22 (se encuentra en régimen rápido)
- Velocidad = 10 m/s

La velocidad al aplicar un marco de estas dimensiones es muy alta, por tanto se ha estudiado una solución de ancho mayor. Se estudia para un marco de ancho 5m y se observa, como muestran los resultados siguientes, que la velocidad disminuye de 10 a 8.6 m<sup>3</sup>/s.

- Calado normal ( $y_o$ ) = 0.67
- Resguardo = 0.52 m
- Número de Froude 3.34 (se encuentra en régimen rápido)
- Velocidad = 8.6m/s

La velocidad sigue siendo alta, por tanto se propone dimensionar dos marcos de 3m de ancho por 1.2m de altura de coronación, es decir se propone un marco bicelular.

El caudal de diseño en este caso será la mitad, 14,5m<sup>3</sup>/s. Los resultados que se obtienen son los siguientes:

- Calado normal ( $y_o$ ) = 0.63m
- Resguardo = 0.63 m
- Número de Froude 3.1 (se encuentra en régimen rápido)
- Velocidad = 7.6 m/s

Finalmente, estudiadas las diferentes posibilidades de dimensionamiento para reducir la velocidad se ha optado por un marco bicelular prefabricado, de 2m de ancho por 1.5 de alto, pues la diferencia de velocidad entre este y el anterior es muy baja y además se tiene la ventaja de que el elegido es prefabricado,

### ODT3

Para esta sección tenemos una pendiente del 8.8%, por lo que se esperan velocidades muy altas para un caudal de diseño de 26.17m<sup>3</sup>/s.

Por tanto se estudia la siguiente solución para obtener un marco que disminuya la velocidad en esta sección.

Finalmente se dimensiona un marco de 3x3, cuya velocidad en ese tramo es de 7.6m<sup>3</sup>/s.

Para velocidades tan altas el hormigón tiene que preverse para soportar los esfuerzos a que va a ser solicitado.

#### **5.3.2 Dimensionamiento de las obras de drenaje longitudinal.**

El dimensionamiento de las cunetas, lo calcularemos siguiendo la instrucción, antes mencionada. Se ha calculado aplicando la fórmula de Manning considerando que la capacidad de una cuneta es igual al caudal calculado aplicando, todo ello en régimen uniforme.

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



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 el criterio anterior, dimensionaremos las cunetas aplicando la fórmula de Manning.

Además en el diseño geométrico de las cunetas, estas se han diseñado en forma trapecial.

Partiendo de estos dos criterios se tendrán en cuenta los siguientes parámetros para un correcto dimensionamiento:

$y_0$ : es el calado normal en metros.

$B$ : es el ancho de base en metros.

$h_c$ : es la altura de coronación en metros

$M_i$ : es el factor de talud de la margen izquierda

$M_d$ : es el factor de talud de la margen derecha

$F$ : es el número de Froude, que según la instrucción antes mencionada, 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. Además se tendrá en cuenta en el diseño, los valores de Froude cercanos a la unidad, evitando así el régimen crítico, el cual no es conveniente para el diseño de las cunetas.

$V$ : es la velocidad del agua en m/s, se ha diseñado para velocidades que cumplan la condición de velocidades admisibles por la 5.2-IC de marzo de 2016, la cual establece una velocidad del flujo de 4.5-6m/s en estructuras de hormigón.

$R$ : es el resguardo en metros, se dimensionará con un resguardo como mínimo de 5cm.

Finalmente se ha diferenciado el dimensionamiento de las cunetas de la margen izquierda, donde desaguan además de la plataforma, el sistema hidrológico vertiente a la variante y el dimensionamiento de las cunetas de la margen derecha, donde sólo se desagua el caudal de la plataforma. En la siguiente imagen se puede observar cada margen de la carretera con el sistema hidrológico vertiente a la carretera en la margen derecha.

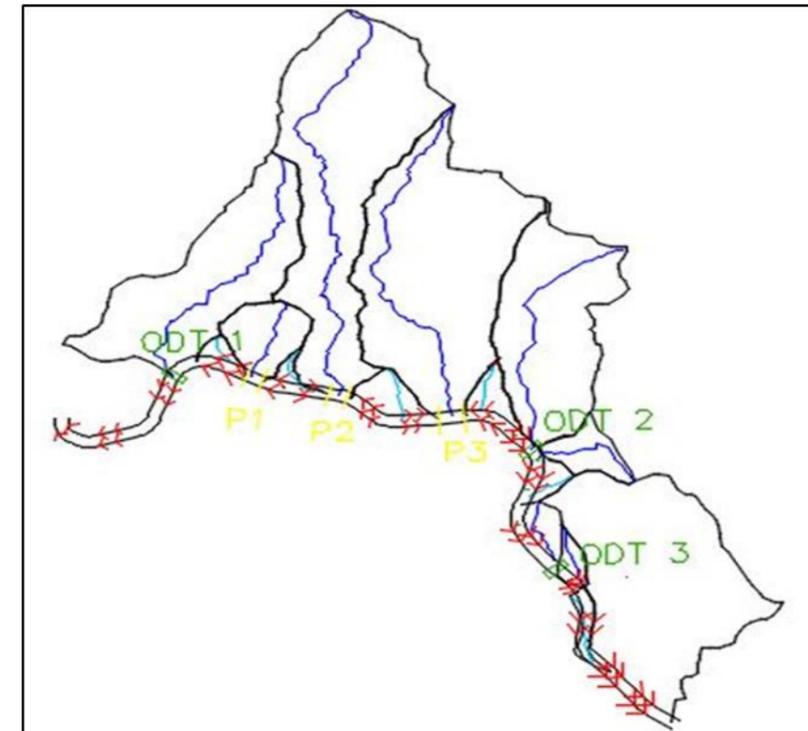


Fig. 30 Representación de los márgenes de la carretera con las ODTs y ODLs.



Tramo	Q f(m3/s)	J (m/m)	B (m)	m.i. mi	m.d. md	hc (m)	y0 (m)	R(m)	v(m/s)	F
C1	0.75	0.065	0.3	1	1	0.3	0.215	0.08	4.85	3.83
C2	1.562	0.065	1	1	1	0.3	0.228	0.07	5.58	4.074
C3	1.414	0.048	1	1	1	0.3	0.234	0.06	4.88	3.52
C4	1.266	0.003	1	1	1	1	0.498	0.05	1.7	0.888
C5	4.038	0.056	3	1	1	0.5	0.22	0.08	5.7	4.036
C6	2.009	0.049	1.5	1	1	0.3	0.008	0.07	5.09	3.629
C7	1.968	0.011	1	1	1	0.5	0.429	0.07	3.21	1.786
C8	0.798	0.048	0.5	1	1	0.3	0.24	0.06	4.44	3.3329
C9	0.738	0.053	0.5	1	1	0.3	0.225	0.07	4.51	3.47
C10	0.844	0.053	0.5	1	1	0.3	0.243	0.06	4.68	3.497
C11	3.782	0.069	3.5	1	1	0.3	0.18	0.118	5.5	4.331

### Drenaje de los puentes

En cuanto al drenaje de los puentes, según la 5.2-IC, los estribos deben protegerse del drenaje en el menor PK, de manera que ubicaremos en ellos un sistema de captación y de bajantes para evitar que el agua llegue a estos puntos.

	Q(m3/s)	J(m/m)	PK INICIO	PK FINAL
<b>Puente.1</b>	0.0347	0.0027	2+573	2+670
<b>Puente.2</b>	0.0297	0.0481	3+251	3+334
<b>Puente.3</b>	0.0647	0.053	3+695	3+876

Tabla40.Dimensionamiento de las obras de drenaje longitudinal de la margen derecha

Las cunetas dimensionadas son de anchos considerables en algunos tramos, pues en esas secciones como se puede ver en la tabla 39, las pendientes son elevadas y los caudales muy bajos. Por tanto, para que el dimensionamiento cumpla por velocidad según lo definido en la instrucción 5.2-IC "Drenaje Superficial" de marzo de 2016 se han dimensionado cunetas con anchos considerables.

Tras varias iteraciones se concluye que el dimensionamiento de las obras de drenaje para la protección de los estribos de drenaje, la mejor solución es situar el mismo tipo de orificio para recoger las aguas de los tres puentes. Estos orificios se dispondrán de manera que desagüen antes de cada pila, así como antes de los estribos y de las juntas de dilatación.

Tramo	Q final(m3/s)	J (m/m)	B (m)	m.i. mi	m.d. md	hc (m)	y0 (m)	R(m)	v(m/s)	F
C1	0.253	0.065	0.3	1	1	0.3	0.15	0.15	3.7	3.7
C2	0.295	0.065	0.3	1	1	0.3	0.16	0.13	3.9	3.5
C3	0.160	0.048	0.3	1	1	0.3	0.127	1.73	2.96	3.031
C4	0.013	0.002	0.3	1	1	0.3	0.069	0.231	0.51	0.681
C5	0.099	0.056	0.3	1	1	0.3	0.092	0.208	2.73	3.186
C6	0.080	0.048	0.3	1	1	0.3	0.085	0.215	2.4	2.94
C7	0.039	0.011	0.3	1	1	0.3	0.086	0.214	1.17	1.4
C8	0.097	0.048	0.3	1	1	0.3	0.096	0.204	2.5	2.95
C9	0.038	0.053	0.3	1	1	0.3	0.059	0.246	1.99	2.94
C10	0.125	0.053	0.3	1	1	0.3	0.107	0.193	2.85	3.13
C11	0.266	0.068	0.3	1	1	0.3	0.152	0.148	3.87	3.672

Tabla 41 Dimensionamiento de las obras de drenaje longitudinal de la margen izquierda.



## 6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DEPARTAMENTO DE INFRAESTRUCTURAS HIDRÁULICAS Y MEDIO AMBIENTE. (1998). Tabla de adaptación al grupo del suelo Soil Conservation Service para PATRICOVA. Valencia: Universitat Politècnica de València. [Consulta: 4/05/2016].

El suelo como recurso natural en la Comunidad Valenciana. (1998). Coordinado por Carmen Antolín Tomás. Comunidad Valenciana: Consellería d'Obres Públiques, Urbanisme i Transports.

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 marzo 2016

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

Revista on-line <http://www.tiemposevero.es/ver-reportaje.php?id=257>



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 CENTRO

APENDICE

I: Series de pluviometrías máximas mensuales de las estaciones de la AEMET.

8394 TUÉJAR

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	0
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

8395 CHELVA



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 CENTRO



AÑO	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP
1942-43	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	15	3	23
1943-44	18	7	18	0	14	2	5	15	25	4	7	28
1944-45	6	11	4	19	7	4	4	20	34	25	53	1
1945-46	2	56	12	19	1	24	36	31	6	2	3	13
1946-47	19	20	5	10	16	22	12	19	8	10	36	24
1947-48	25	3	30	11	23	10	44	4	7	15	4	3
1948-49	25	0	19	7	15	22	9	8	16	0	32	28
1949-50	21	9	25	6	1	5	4	47	5	6	15	12
1950-51	27	1	43	12	6	19	39	20	19	8	69	48
1951-52	31	17	55	16	7	12	17	11	7	49	30	16
1952-53	14	4	7	4	7	7	8	4	16	8	19	51
1953-54	26	8	82	2	15	17	29	9	79	7	0	0
1954-55	7	4	6	8	10	8	13	18	10	26	18	20
1955-56	13	13	7	6	28	17	14	9	24	23	28	32
1956-57	22	57	1	37	13	4	36	27	22	0	15	14
1957-58	217	29	4	19	4	23	16	63	34	0	5	22
1958-59	24	21	23	8	-1	-1	19	26	23	18	59	-1
1959-60	-1	9	14	47	20	7	5	30	28	17	0	3
1960-61	-1	-1	46	1	5	9	-1	-1	-1	-1	-1	-1
1961-62	-1	-1	-1	-1	68	30	21	60	27	0	0	29
1962-63	50	41	50	25	16	-1	-1	-1	1	45	0	22
1963-64	2	0	32	2	17	18	2	10	26	2	2	-1
1967-68	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	12	14	1	22	2
1968-69	0	82	27	17	24	18	25	57	16	0	2	14
1969-70	70	20	2	14	0	4	4	3.1	23	15	3	0
1970-71	30	3.2	40	8.5	11	14	23	38.5	22	5	6	20
1971-72	20	39	35	19	4	11	6	39	16	5	20	50
1972-73	27	31	8	1	1	6.5	33	23	18	48	15	178
1973-74	19	4	8	2	6	38	33	8	15	4	44	0
1974-75	11.5	0	0	0	29	18	7.5	24.5	10	0	25	16.5
1975-76	1.5	7	22	4.5	8.5	3	18.5	29.5	31	35	23.5	17
1976-77	32	1	27	24	2.7	11	12	25	24	5	0	46
1977-78	19	13	76.5	-1	19	3.5	15.6	19	22	0	0	9
1978-79	2.9	2.5	5	13.8	4	3	12	12	15.5	19	0	72
1979-80	19.5	4.4	0	0	42.6	9	12	22	33	4.6	5	0
1980-81	5	42	0.3	0	9	4.3	36	4.1	90	0	21	5
1981-82	7	0	5.5	12	36	18	22	16	10.5	9	6.5	29
1982-83	50	19	0	0	4	9	5	0	24.5	0	12	0
1983-84	2	21	11	3.5	12.5	12	6	25	0	0	25	0.5
1984-85	4.8	48.4	22	0	9.5	2	8.3	15	9.5	14.5	27	11
1985-86	7.1	15	10	4.6	34.5	13.4	9	-1	32.2	34.9	2.5	29.9
1986-87	73	8	-1	17.2	16	4	0.5	14.2	0	15	10.5	-1
1987-88	29.5	33.5	16.6	23.5	5.3	0	45	14.2	46	0	2.5	12
1988-89	86	213.5	0	4	60	14	16	22.5	2.5	2	17	30
1989-90	10	40	63	10	0	3.5	16.5	9	1.5	0	46	25
1990-91	25.5	19	5	13	16	18	41	3.2	1.5	4.3	8	15
1991-92	4.8	17	18	4	21	5.9	2	7	26	4.1	6	15
1992-93	18	2	26	2.3	28	33	14.5	20.5	3	0	10	9.2
1993-94	31	37.8	0	1.6	2.1	1	26	14	0	1	6.2	15
1994-95	34	8	1	0.8	1	0	9	15.2	17	2	24	2
1995-96	12	11	44	15.5	6.5	4	9	33	22	0	44	15



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

**DOCUMENTO N°4**

# **VALORACIÓN ECONÓMICA**

**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 CENTRO**



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

**VALORACIÓN ECONÓMICA**

# **MEDICIONES Y PRESUPUESTOS PARCIALES**

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 CENTRO**



ALTERNATIVA CENTRO

**VALORACIÓN DE LAS OBRAS: CUADRO DE PRECIOS Y MEDICIONES**

En el presente apartado se lleva a cabo una valoración del coste económico asociado al conjunto de las unidades de obra previstas a ejecutar en el estudio de soluciones.

La valoración de la obra se realiza mediante la definición de las unidades de obra correspondientes, que serán en su gran mayoría comunes a las tres alternativas, siendo su resultado el producto del precio unitario de cada una por su medición. Debajo de cada una de ellas aparece una breve descripción así como características particulares,

Se muestran las mediciones valoradas sobre la alternativa centro. Las unidades de cada unidad de obra vienen expresadas en la tabla.

Todos y cada uno de los precios unitarios y totales se expresan en €. El presupuesto de ejecución material viene indicado al final de la tabla.

Valoración económica						
Código	Naturaleza	Uds	Resumen	Cantidad	Precio unitario	Importe
<b>1</b>	<b>Capítulo</b>		<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS Y DEMOLICIONES</b>	<b>1</b>	<b>2241390,46</b>	<b>2241390,46</b>
P001	Partida	m <sup>2</sup>	Despeje y desbroce del terreno	9757,58	0,58	5659,4
			M2 Despeje y desbroce del terreno por medios mecánicos i/ desbroce, arranque, carga y transporte a vertedero o gestor autorizado hasta una distancia de 60 km retirada de tierra vegetal de cualquier espesor, incluso retirada de tocones, talado, retirada y limpieza de raíces, con carga, canon y transporte a vertedero o lugar de empleo.			
P002	Partida	m <sup>3</sup>	Excavación tierra vegetal	24530,6	1,98	48570,59
			M3 Excavación de tierra vegetal i/ carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o acopio dentro de la obra, depósito de tierra vegetal en zona adecuada para su reutilización y acondicionamiento y mantenimiento de acopios, formación y mantenimiento de los caballeros y pago de los cánones de ocupación.			
P003	Partida	m <sup>3</sup>	Excavación desmonte en todo tipo de terreno incluso en roca	102013,28	5,73	584536,09
			M3 Excavación en desmonte en todo tipo de terreno, incluso en roca con empleo de medios mecánicos, explosivos, i/ agotamiento y drenaje durante la ejecución, saneo de desprendimientos, formación y perfilado de cunetas, carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o al lugar de reutilización dentro de la obra sea cual sea la distancia, perforación del terreno, colocación de explosivos y voladura y limpieza de fondo de excavación. Excepto precorte.			
P005	Partida	m <sup>3</sup>	Terraplen de suelo	103359,01	6,67	689404,6

			M3 Relleno de suelo seleccionado procedente de préstamo, yacimiento granular o cantera para la formación de explanada en coronación de terraplén y en el fondo de desmonte i/ canon de cantera, excavación del material, carga y transporte al lugar de empleo, hasta una distancia de 30 km, extendido, humectación, compactación, terminación y refinado de la superficie de la coronación.			
P006	Partida	m <sup>3</sup>	Rellenos de explanada	136301,46	6,7	913219,78
			M3 Relleno, extendido y compactado de tierras, por medios mecánicos, en tongadas de 15 cm de espesor, incluso aporte de las mismas.			
			<b>1</b>	<b>1</b>	<b>2241390,46</b>	<b>2241390,46</b>
<b>2</b>	<b>Capítulo</b>		<b>FIRMES Y PAVIMENTOS</b>	<b>1</b>	<b>662749,13</b>	<b>662749,13</b>
P007	Partida	m <sup>3</sup>	Zahorra artificial	21.961,68	18,19	399.482,96
			M3 Zahorra artificial i/ transporte, extensión y compactación. Medido sobre perfil teórico			
P008	Partida	t	M.B.C tipo AC32 base G	2.866,64	26,47	75.879,96
			Tn Mezcla bituminosa en caliente tipo AC32 base G (G-20 base) extendida y compactada, excepto betún y polvo mineral de aportación.			
P009	Partida	t	M.B.C tipo AC32 bin S	230,55	26,44	6.095,74
			Tn Mezcla bituminosa en caliente tipo AC32 bin S (S-20 intermedia), extendida y compactada, excepto betún y polvo mineral de aportación.			
P010	Partida	t	M.B.C BBTM 8A	1.689,97	26,52	44.818,00
			Tn Mezcla bituminosa en caliente, de granulometría discontinua, en capas de rodadura delgadas, con betún B50/70, áridos con desgaste de Los Ángeles <20, fabricada y puesta en obra, extendido y compactación, incluido filler calizo de aportación y betún.			
P011	Partida	t	Betún asfáltico tipo B50/70	262,83	440,00	115.643,00
			Tn Betún asfáltico en mezclas bituminosas B 50/70			
P012	Partida	t	Polvo mineral	320,32	49,27	15.782,17
			Tn Polvo mineral o carbonato (triclase o similar) empleado como polvo mineral de aportación en mezclas bituminosas en caliente puesto a pie de obra o planta.			
P013	Partida	t	Riego de adherencia C60B3-ADH	5,20	369,70	1.922,44
			Tn Emulsión C60B3-ADH en riegos de adherencia o C60B3-CUR en riegos de curado i/ barrido y preparación de la superficie, totalmente terminado.			
P014	Partida	t	Riego de imprimación C60BF5-IMP	8,24	379,23	3.124,86
			Tn Emulsión C60BF5-IMP en riegos de imprimación i/ barrido y preparación de la superficie, totalmente terminado.			
			<b>2</b>	<b>1</b>	<b>662.749,13</b>	<b>662.749,13</b>



ALTERNATIVA CENTRO

3	Capítulo		OBRAS HIDRÁULICAS	1	108749,4	108749,4
P015	Partida	m <sup>2</sup>	Despeje y desbroce del terreno	5.100,00	0,70	3.570,00
			Despeje y desbroce del terreno hasta una profundidad de 0.20 m por medios mecánicos, con corte y retirada de arbustos, arrancando las raíces y destocoado en caso necesario, incluso la carga y transporte de la tierra vegetal a vertedero.			
P016	Partida	m <sup>3</sup>	Excavación a cielo abierto	1.170,00	5,81	6.797,70
			Excavación a cielo abierto, en tierras, con medios mecánicos, incluso compactación del fondo de la excavación, carga, transporte de tierras procedentes de la excavación a vertedero y/o acopio en obra.			
P017	Partida	m <sup>3</sup>	Relleno, extendido y compactado de tierras,	2.116,00	6,60	13.965,60
			Relleno, extendido y compactado de tierras, por medios mecánicos, en tongadas de 16 cm de espesor, incluso aporte de las mismas.			
P018	Partida	m <sup>2</sup>	Geotextil tejido a base de polipropileno	5.100,00	4,76	24.276,00
			Geotextil tejido a base de polipropileno para filtro, con una resistencia a la tracción longitudinal y transversal de 55 kN/m, resistencia CBR a punzonamiento 5 kN			
P019	Partida	m <sup>3</sup>	Geomalla permanente con matriz plástica	3.880,00	9,02	34.997,60
			Geomalla permanente con matriz plástica, 100% propileno, con un peso de 687 gr/m <sup>2</sup> y una resistencia a la tensión tangencial de 672 Pa.			
P021	Partida	m <sup>3</sup>	Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.40 m	720,00	36,80	26.496,00
			Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.40 m en protección local de pilas, completamente terminada, incluso el transporte.			
P022	Partida	m <sup>3</sup>	Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.30 m	167,00	32,60	5.444,20
			Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.30 m en protección local de pilas, completamente terminada, incluso el transporte.			
			<b>3</b>	1,00	108.749,40	108.749,40
<b>4</b>	<b>Capítulo</b>		<b>ESTRUCTURAS</b>	<b>1</b>	<b>1872817,02</b>	<b>1872817,02</b>
<b>4.1</b>	<b>Subcapítulo</b>		<b>Puente sobre el rincón del Calvo</b>	<b>1</b>		<b>922.866,01</b>
P023	Partida	m <sup>2</sup>	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	15,00	52	781
			Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-150/P/25/I, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIB	1.348,28	67	90.335
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-30/B/20/IIB, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P026	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-35/B/20/Qb	1398,72	60	83.923

			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-35/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P027	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-25/B/20/Qb	226,05	57	12.885
			M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado. M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P028	Partida	kg	Acero corrugado B-500-S	136.925,80	1	98.587
			Acero corrugado B-500-S en barras para armadura incluso suministro, cortado, doblado, atado, colocación, solapes, patillas, alambre de atar, exceso de peso y p.p. de mermas, despuntes, separadores y rigidizadores.			
P029	Partida	u	Neopreno zunchado	10,00	2.120	21.200
			Neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso mortero de nivelación, totalmente acabado.			
P030	Partida	ml	Pretil metálico	361,00	250	90.250
			Pretil metálico resistente a impactos galvanizado en caliente por inmersión según planos, incluso galvanizado y pintado de elementos metálicos, suministro, anclaje y colocación totalmente terminado			
P032	Partida	kg	Acero activo y-1860-7	37627	7	271.291
			Acero superestabilizado para pretensar tipo BY 1860 S7 de 1860 N/mm <sup>2</sup> de carga de rotura mínima, incluso p.p. de andamios, grúas, vainas, culatas, anclajes, inyecciones de protección, sellado de los cajetines de anclaje, así como todas las operaciones de tesado parciales y totales. Incluso anclajes y elementos auxiliares			
P033	Partida	m <sup>2</sup>	Encofrado madera	0	23	0
			Encofrado de madera para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de madera incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P034	Partida	m <sup>2</sup>	Encofrado metálico	5265	48	253.615
			Encofrado metálico para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de metálico incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P035	Partida	m <sup>2</sup>	Encofrado trepante	0	52	0
			Encofrado trepante para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante trepador incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
			<b>4.1</b>	<b>1</b>	<b>922.866</b>	<b>922.866</b>



ALTERNATIVA CENTRO

4.2	Subcapítulo		Puente sobre el Barranco del Remedio	1		517.311,01
P023	Partida	m³	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	239,87	52,06	12487,63
			Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-150/P/25/1, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P024	Partida	m³	Hormigón armado tipo HP-35/B/20/Ila	711,75	72	51246
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-40/B/20/Ila, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIB	355,68	67	23830,56
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-30/B/20/IIB, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P027	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-25/B/20/Qb	123,5	57	7039,5
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P028	Partida	kg	Acero corrugado B-500-S	142.759,50	1	142759,5
			Kg Acero corrugado B-500-S en barras para armadura incluso suministro, cortado, doblado, atado, colocación, solapes, patillas, alambre de atar, exceso de peso y p.p. de mermas, despuntes, separadores y rigidizadores.			
P029	Partida	u	Neopreno zunchado	5,00	750	3750
			Neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso			
P030	Partida	ml	Pretil metálico	190,00	250	47500
			Pretil metálico resistente a impactos galvanizado en caliente por inmersión según planos, incluso galvanizado y pintado de elementos metálicos, suministro, anclaje y colocación totalmente terminado.			
P031	Partida	ml	Junta de dilatación	21,00	230	4830
			Junta de dilatación de calzada entre 15 y 250 mm de desplazamiento incluso formación de cajetines, colocación de anclajes, fijado de la junta y posterior sellado totalmente colocada.			
P032	Partida	kg	Acero activo y-1860-7	19575,28	7,21	141137,77
			Acero superestabilizado para pretensar tipo BY 1860 S7 de 1860 N/mm2 de carga de rotura mínima, incluso p.p. de andamios, grúas, vainas, culatas, anclajes, inyecciones de protección, sellado de los cajetines de anclaje, así como todas las operaciones de tesado parciales y totales. Incluso anclajes y elementos auxiliares			
P033	Partida	m2	Encofrado madera	0	22,58	0
			Encofrado de madera para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de madera incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			

P034	Partida	m2	Encofrado metálico	1717,46	48,17	82730,05
			Encofrado metálico para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de metálico incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P035	Partida	m2	Encofrado trepante	0	52,21	0
			Encofrado trepante para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante trepador incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
			<b>4.2</b>	<b>1</b>	<b>517311,01</b>	<b>517311,01</b>
<b>4.3</b>	<b>Subcapítulo</b>		<b>Tercer puente</b>	<b>1</b>		<b>432.640</b>
P040	Partida	m	Puente de hormigón pretensado	83,20	5200	432640
			Puente de hormigón pretensado, incluso hormigonado, armado y encofrado.			
			<b>4.3</b>	<b>1</b>	<b>432640</b>	<b>432640</b>
<b>5</b>	<b>Capítulo</b>		<b>ADECUACIÓN AMBIENTAL</b>	<b>1</b>	<b>194.179</b>	<b>194.179</b>
MC01	Partida	ud	Gavión de 1x1,50x2.	180	85,2	15336
			Gavión formado por malla (de triple torsión) de alambre de acero de 2.7 mm al que se le dan tres capas de galvanizado, con 270 gramos de zinc, rellena en obra con material de zona, de dimensiones 1.00x1.50x2m. incluso construcción y colocación y todas aquellas partidas necesarias para su correcta ejecución			
MC02	Partida	m	Muro verde	80	115	9200
			I. Muro verde. Muro de gravedad, mediante el sistema Deltalock . Compuesto por sacos de 0,55 x 0.13 m. de 100% de polipropileno y 2,2 l/s de permeabilidad.			
MC03	Partida	m2	Entramado de madera viva	70	164,5	11515
			Estructura celular de troncos de madera combinado con inserción de plantas vivas. Los materiales a utilizar serán: Troncos de especies con madera duradera de 4 m. de longitud y 25 cm de diámetro. Se aconseja utilizar madera de castaño. Troncos de 2,5 m.de longitud y 0,25 m de diámetro. Clavos de acero con adherencia mejorada de diámetro 12-14 cm. Estaca vivas y plantas enraizadas de caducifolias. Fajinas vivas de sauce de 20 m. Piedra y material de relleno inerte.			
MC04	Partida	m2	Hidrosiembra	140	226,69	31736,6
			Aplicación de medidas de hidrosiembra sobre taludes finales de restauración, a fin de conseguir un rápido recubrimiento de los mismos.			
MC05	Partida	m2	Cartel lamas de acero reflexivos nivel 1	2	315,96	631,92
			Cartel en lamas de acero reflexivo nivel 1, con parte proporcional de IPN, i/p.p. poste galvanizado, tornillería, cimentación y anclaje, totalmente colocada.			



ALTERNATIVA CENTRO

MC06	Partida	ud	Marco de hormigón armado para paso de fauna	12	476,6	5719,2
			Marcos De hormigón armado HA-35 con acero B-500 y machiembado de 2,00x2,00x2,00 para paso de fauna incluso colocación y todas aquellas partidas necesarias para su correcta ejecución.			
MC07	Partida	m	Jalonamiento temporal de protección del perímetro de la obra.	4400	0,43	1892
			jalonamiento temporal de protección formado por soportes angulares metálicos de 30 mm y 1 m de longitud unidos entre sí mediante una cinta de señalización de obra y colocados cada 8 metros.			
MC08	Partida	m	Jalonamiento temporal de protección de la vegetación.	3300	0,43	1419
			Constituido por soportes angulares metálicos de 30 mm y 1 m de longitud, estando los 20 cm superiores cubiertos por una pintura roja y los 30 cm inferiores clavados al terreno. Soportes colocados cada 8 metros y unidos entre sí mediante una cinta de señalización de obra.			
MC09	Partida	m	Jalonamiento temporal de protección perímetro de elementos etnológicos.	400	0,43	172
			Jalonamiento temporal de protección formado por soportes angulares de 30 mm y 1m de longitud unidos entre sí mediante una cinta de señalización de obra y colocados cada 8 metros.			
MC10	Partida	ud	Señal zona de obras.	2	380,63	761,26
			Cartelería de aviso de zonas de obras.			
MC11	Partida	ud	Señal vía pecuaria.	2	171,6	343,2
			Señal vertical homologada de vía pecuaria			
MC12	Partida	ud	Análisis de la calidad de aguas.	12	160	1920
			Análisis de aguas concurrentes del rio Chelva lo largo de la duración de las obras.			
MC13	Partida	ud	Visita arqueológica de media jornada.	12	713	8556
			Visita arqueológica de media jornada durante la ejecución de obras, efectuada por un arqueólogo, incluso permisos, redacción de informes y documentación gráfica de todas las estructuras etnológicas detectadas.			
MC14	Partida	ud	Visita inspección de afección natural pasos de fauna.	25	350	8750
			Visita de media jornada durante la fase de explotación de la carretera, efectuada por un profesional, incluso redacción de informes y documentación gráfica de todas las estructuras etnológicas detectadas.			
PR1	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES HERBÁCEAS	750	3,14	2355
			Módulo de especies arbustivas, según las especies establecidas en el propio Plan de Restauración			
PR2	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES ARBÓREAS	40	449,85	17994
			Módulo de especies coníferas arbóreas, las especies establecidas por el propio Plan de Restauración.			
PR3	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES CONÍFERAS	20	1748,02	34960,4
			Módulo de especies de coníferas, según establecidas por el propio Plan de restauración			
PR4	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES FRONDOSAS	75	440,24	33018

			Módulo de especies frondosas, según establecidas por el propio Plan de restauración.			
PR5	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES GIPSÍCOLAS	38	207,88	7899,44
			Módulo de especies gipsícolas, según las especies establecidas por el propio Plan de restauración			
			5	1	194179,02	194179,02
<b>6</b>	<b>Capítulo</b>		<b>SEÑALIZACIÓN Y BALIZAMIENTO</b>	<b>1</b>	<b>54000</b>	<b>54000</b>
	Partida	u	Señalización horizontal	4,40	4000	17600
			Señalización horizontal por kilómetro lineal de carretera incluso transporte y colocación.			
	Partida	u	Señalización vertical	4,40	10000	44000
			Señalización vertical por kilómetro lineal de carretera incluso transporte y colocación.			
	Partida	u	Balizamiento y defensas	4,40	40000	176000
			Balizamiento y defensas por kilómetro lineal incluso transporte y colocación.			
			6	1	54000	54000
<b>7</b>	<b>Capítulo</b>		<b>Drenaje</b>	<b>1</b>	<b>75000</b>	<b>75000</b>
UO-X	Partida	m3	m³ de hormigón HM-20/P/20/lib	75	1000	75000
			m³ de hormigón HM-20/P/20 (hormigón en masa de resistencia característica 20 Mpa, de consistencia plástica y tamaño máximo de árido de 20 mm) para formación de cunetas incluso encofrado, fratasado, acabados y juntas.			
				1	75000	75000
<b>8</b>	<b>Capítulo</b>		<b>Seguridad y Salud</b>	<b>1</b>	<b>171694,939</b>	<b>171694,939</b>
PA01	Partida	ud	P.A a justificar para seguridad y salud	1,00	171.694,94	171.694,94
			u Partida alzada a justificar para presupuesto de seguridad y salud (estimado 2.5% actuación)			
<b>9</b>	<b>Capítulo</b>		<b>Gestión de residuos.</b>	<b>1</b>	<b>171694,939</b>	<b>171694,939</b>
PA02	Partida	ud	P.A a justificar para gestión residuos	1,00	171.694,94	171.694,94
			CHELVA_SUR_01	TOTAL	<b>5.552.274,91</b>	<b>5.552.274,91</b>