



AUTOR: César Méndez Carvajal

COORDINADOR: Fernando de Juana Aranzana.
Jefe del área de Planificación y Proyectos del C.E.A.

ÍNDICE

1.- RESUMEN	1
2.- OBJETIVOS.....	3
2.1.- Introducción	3
2.2.- Objetivos del estudio.....	3
2.3.- Localización de la zona de estudio	5
3.- ANTECEDENTES.....	7
3.1.- Estudios y proyectos realizados	7
3.1.1.- Plan Integral para la Prevención de Inundaciones.....	7
3.1.2.- Otros Estudios y Proyectos	8
4.- METODOLOGÍA.....	9
4.1.- Introducción	9
4.1.1.- Modelos.....	9
4.1.2.- Modelo hidrológico.....	10
4.2.- Esquema metodológico	11
4.3.- Modelización espacial.....	12
4.3.1.- Objeto y Criterios.....	12
4.3.2.- Delimitación de unidades.....	12
4.3.2.1.- Cuenca del Zadorra.....	13
4.3.2.2.- Afluentes principales.	13
4.3.2.3.- Subcuencas e intercuencas.....	14
4.3.2.4.- Criterios para la división	15
4.3.2.5.- División de la cuenca del río Ayuda	15
4.3.2.6.- Tipología de las unidades	16
4.3.2.7.- Nomenclatura empleada.....	17
4.3.3.- Puntos de Control	18
4.3.4.- Grupos de simulación.....	18
4.4.- Modelización de las pérdidas	20
4.4.1.- Descripción	20
4.4.2.- Aplicación del método de los números de curva	22
4.4.2.1.- Determinación del factor usos del suelo.....	22
4.4.2.2.- Determinación del factor características hidrológicas.....	23
4.4.2.3.- Determinación del factor pendiente.....	24
4.4.2.4.- Determinación del factor tipos de suelos.....	24
4.4.2.5.- Condición de humedad previa al aguacero	25

4.4.3.- Números de curva	25
4.5.- Modelización de la escorrentía	29
4.5.1.- Introducción.....	29
4.5.2.- Simplificación de la red de drenaje	29
4.5.3.- Modelo de escorrentía en las subcuencas. Hidrogramas unitarios	30
4.5.3.1.- Hidrogramas unitarios sintéticos	31
4.5.3.2.- Hidrograma adimensional del S.C.S.	31
4.5.3.3.- Cálculo de los tiempos de concentración.....	33
4.5.3.4.- Parámetros de los hidrogramas.....	33
4.5.4.- Modelo de escorrentía en intercuenas	35
4.5.4.1.- Modelo geométrico de la intercuenca	35
4.5.4.2.- El modelo de la onda cinemática	36
4.5.4.3.- Ecuaciones de la onda cinemática	37
4.5.4.4.- Parámetros de los hidrogramas en las intercuenas	39
4.6.- Tránsito de avenidas	41
4.6.1.- Tránsito en canales.....	41
4.6.1.1.- Método de Muskingum Cunge.....	41
4.6.1.2.- Parámetros para el tránsito	43
4.6.2.- Tránsito en embalses	45
4.6.2.1.- Método de Puls modificado	45
4.6.2.2.- Modelos de embalse. Consideraciones previas.....	47
4.6.2.3.- Modelo de embalse para Ullibarri-Gamboa	49
4.6.2.4.- Modelo de embalse para Urrunaga	50
4.6.2.5.- Modelo de embalse para Albina.....	51
4.7.- Casos particulares	52
4.7.1.- Modelización de subcuencas kársticas.....	52
4.7.2.- Trasvases	52
4.7.3.- Divisorias especiales	52
4.7.4.- Tránsito por canalizaciones y colectores.....	53
4.8.- Aguaceros de diseño	54
4.8.1.- Objetivos	54
4.8.2.- Simulaciones	54
4.8.2.1.- Duración de los aguaceros.....	54
4.8.3.- Recopilación de datos meteorológicos	56
4.8.3.1.- Estaciones meteorológicas empleadas	56
4.8.3.2.- Datos empleados.....	57
4.8.4.- Precipitaciones máximas diarias	57
4.8.4.1.- Ajuste de funciones de distribución	58
4.8.4.2.- Ajuste de las series de datos a la función de Gumbel	59
4.8.4.3.- Precipitaciones máximas en 24 horas	60
4.8.4.4.- Interpolación del valor PM24	63
4.8.4.4.1.- Ajuste de semivariogramas.....	63
4.8.4.4.2.- Mapas de isomáximas	65
4.8.4.4.3.- Cálculo de PM24 en subcuencas e intercuenas.....	65

4.8.4.5.- Distribución temporal de los aguaceros.....	65
4.8.5.- Precipitación total de los aguaceros de cálculo	67
4.8.6.- Implementación del modelo hidrológico.....	77
4.8.7.- Características del modelo HEC-1	77
4.8.8.- Implementación auxiliar del modelo	79
4.8.8.1.- Software.....	79
4.8.8.2.- Hardware.....	79
5.- RESULTADOS.....	80
5.1.- Caudales punta.....	81
5.2.- Efectos de las avenidas en los embalses.....	82
5.3.- Análisis de caudales punta	85
5.4.- Análisis de los hidrogramas.....	86
5.5.- Comparación con el PIPI.....	86
5.6.- Listados del modelo HEC-1.....	87
6.- CONCLUSIONES.....	88
7.- BIBLIOGRAFÍA.....	91



1.- RESUMEN

La gestión de los recursos naturales así como las tareas que se integran en la actual ordenación del territorio exigen herramientas eficaces que ayuden a un mejor conocimiento del medio y que sirvan como apoyo en la toma de decisiones a la hora de realizar la planificación.

En el caso de los cursos de agua, resulta necesario conocer los caudales máximos circulantes provocados por precipitaciones extraordinarias. La posterior modelización hidráulica en determinados tramos del río, permitirá determinar las zonas susceptibles de ser inundadas por ese caudal. El planeamiento regulará en estas zonas el uso del suelo y las actividades a realizar, de forma que se adecuen o sean compatibles con el carácter de zona inundable. La modelización hidrológica es por lo tanto una tarea imprescindible para lograr esta finalidad.

La necesidad de un "modelo" se justifica ante la imposibilidad de abarcar todas las variables que influyen en el comportamiento del medio, lo cual obliga a prescindir de aquellas que son menos significativas. De esta manera trabajamos con una realidad simplificada que ayuda a comprender de forma más fácil dicho medio.

Este estudio desarrolla una metodología para la elaboración de un modelo hidrológico para la cuenca del río Zadorra. Esta modelización tiene como objetivo definir los parámetros que rigen la circulación de caudales en los cursos fluviales de esta cuenca, así como simular avenidas hipotéticas originadas como respuesta a una serie de precipitaciones, excepcionalmente intensas o duraderas. Estos resultados podrán ser empleados para la zonificación de los cauces y zonas de vega.

Este estudio completa y actualiza el Plan Integral de Prevención de Inundaciones¹, elaborado en 1992. El promotor de este plan fue el Gobierno Vasco, siendo elaborado por la U.T.E. SENER, IBERDROLA y GESTEC. La modelización que propone el actual estudio trata de contemplar una serie de nuevas situaciones que modifican de forma importante el comportamiento de la cuenca ante las avenidas, como son la regulación de caudales en los embalses y, en menor medida, los cambios de uso del suelo.

Por otro lado, se incluye en la modelización la cuenca del Río Ayuda, cuyo estudio no fue tenido en cuenta por el PIPI en 1992. La mayor parte de esta cuenca se encuentra en el Condado de Treviño, dependiente desde el punto de vista administrativo a la Comunidad Autónoma de Castilla y León.

Para implementar el proceso de modelización se han integrado nuevas técnicas de análisis de datos, como teledetección espacial y sistemas de información geográfica, que mediante el empleo de rutinas informatizadas, han permitido facilitar el proceso de cálculo

¹ PIPI (1992)

de los parámetros hidrológicos. El proceso de modelización así como la simulación de avenidas se ha implementado empleando el modelo informatizado HEC-1 del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. Este modelo ha sido elegido por ser el más apropiado debido a su versatilidad, difusión a nivel mundial y por la existencia de abundante bibliografía relativa a su funcionamiento y características.

Los resultados de la modelización permiten determinar el valor del caudal punta circulante por cualquier punto de la red de drenaje para distintos períodos de retorno, así como evaluar la capacidad laminadora de los embalses de la cuenca comparando tres posibles situaciones: la situación normal (prevista para un futuro mediante las obras de modificación de los vertederos), la peor situación (en la que se supone que no hay resguardos ni laminación) y la mejor de las situaciones (en la cual los embalses no vierten siendo su resguardo ilimitado).

A falta de la calibración del modelo y de las pertinentes simulaciones hidráulicas, puede afirmarse que los caudales calculados en este estudio denotan la necesidad de tomar medidas eficaces para solucionar el potencial peligro de inundación existente en Vitoria-Gasteiz. Si bien algunas de estas medidas han sido vislumbradas con anterioridad al estudio, nuestros corroboran sin duda alguna tal necesidad.

Se está ejecutando en la actualidad un "by-pass" que derivará el caudal circulante del río Zadorra antes de su entrada en el casco urbano de Vitoria, y se tiene previsto construir otra derivación para conseguir el mismo efecto con los arroyos que entran en la ciudad por el sur.

2.- OBJETIVOS

2.1.- INTRODUCCIÓN

El presente estudio pretende elaborar un modelo hidrológico para la cuenca del Río Zadorra. El principal interesado en la realización de este estudio, es el Excmo. Ayto. de Vitoria-Gasteiz, que a través de sus departamentos de Urbanismo y Medio-Ambiente dieron pie para que el Centro de Estudios Ambientales² concediese una beca con una duración de un año para la realización de este estudio.

Los resultados del estudio son requeridos, para justificar una serie de fuertes inversiones que el Ayuntamiento piensa realizar en un futuro con el objeto de proyectar obras hidráulicas de desvío de caudales que el Río Zadorra pueda transportar ocasionalmente. De hecho existen antecedentes de inundaciones en el casco urbano que en su día ocasionaron cuantiosas pérdidas económicas.

El estudio, a pesar de tener origen en el ámbito municipal, se ve obligado a rebasarlo y comprender toda la cuenca, ya que gran parte del manejo y gestión de los recursos de ésta son ajenos a la administración local³. Se pretenderá, en la medida de lo posible, que este estudio ayude a la futura toma de decisiones.

A pesar de que ya se cuenta con un estudio, realizado en el año 1992 (P.I.P.I.)⁴, el presente trata de actualizar, completar e implementar de una forma más técnica el anterior. A tal efecto se aplicarán nuevas técnicas de análisis del medio físico, como Teledetección Espacial y Sistemas de Información Geográfica⁵.

2.2.- OBJETIVOS DEL ESTUDIO

- Definir los parámetros del modelo del Río Zadorra, incluyendo en este proceso la subcuenca del Río Ayuda, que hasta la fecha no ha sido estudiada.
- Realizar una serie de simulaciones con el modelo creado, hallando los caudales punta de acuerdo con una división en unidades del territorio, contemplando distintas agrupaciones de estas unidades.

² Centro de Estudios Ambientales del Ayto. de Vitoria-Gasteiz.

³ Véase ANEXO 2

⁴ P.I.P.I.: Plan Integral para la Prevención de Inundaciones en el País Vasco.

⁵ De ahora en adelante SIG

- Considerar en estas simulaciones los efectos de las obras que modificarán las compuertas de los vertederos de los embalses de la cuenca: Ullibarri-Gamboa y Urrunaga, comparando las simulaciones con y sin los efectos de dicha obra.
- Implementar los cálculos y obtener los parámetros mediante el empleo de métodos informatizados.
- Implementar el modelo empleando alguna rutina informatizada, que permita hacerlo más flexible y fácil de manejar. Definir en suma, una metodología que integre los SIG y las técnicas de teledetección espacial en el campo de la hidrología para tareas de este tipo.
- También se persigue, como objetivo accesorio, la caracterización física e hidrológica del sistema Zadorra. Para ello se hallarán índices y parámetros que ilustren las características de la zona de estudio. Esta caracterización figura en el ANEXO 4.

Este estudio se justifica ante la necesidad de diseñar una herramienta de gestión de esta cuenca, que ayude a la toma de decisiones relativas a las actividades susceptibles de ser desarrolladas en la zona. Este trabajo podrá integrarse con otros relacionados al medio físico en el que se enmarca, permitiendo un manejo eficaz del territorio ocupado por esta cuenca. Las aplicaciones de los resultados de este estudio son las siguientes:

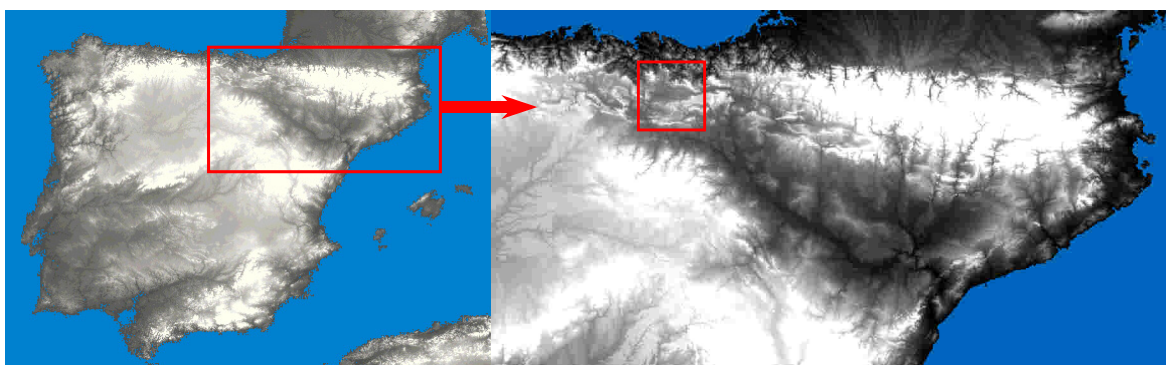
- Prevención de daños por inundaciones. Los datos de caudales podrán ser utilizados para simular las avenidas. Existen métodos para calcular la altura de la lámina de agua producida por una avenida; de esta forma se determinan zonas con diferente riesgo de inundación. Esto tendrá aplicación directa en la creación de mapas de riesgo, planificación urbanística, creación de proyectos LINDE⁶, ordenación agrohidrológica.
- Servir como base de normativas a nivel local, municipal y autonómico.
- Conocer los cambios de comportamiento de la cuenca producidos por obras de encauzamiento, ante la aplicación de nuevas normas de gestión de los embalses, canalización de cursos, desvíos e incorporaciones de caudales.
- A partir del estudio se tendrán datos orientativos de caudales con los que dimensionar todo tipo de obras hidráulicas.
- El logro de los objetivos, además de la finalidad directa expresada en los cuatro puntos anteriores, se traducirá en un mayor el control de los riesgos geológicos relacionados con las avenidas, en una adecuación del uso del suelo y por lo tanto en su conservación.

⁶ LINDE: programa de actividades establecido por la Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas, que tienen como objetivo delimitar y deslindar físicamente cuando proceda, las zonas del dominio público hidráulico presionadas por intereses de cualquier tipo, que corren riesgo cierto de ser usurpadas, explotadas abusivamente o degradadas por falta de una respuesta contundente de la Administración.

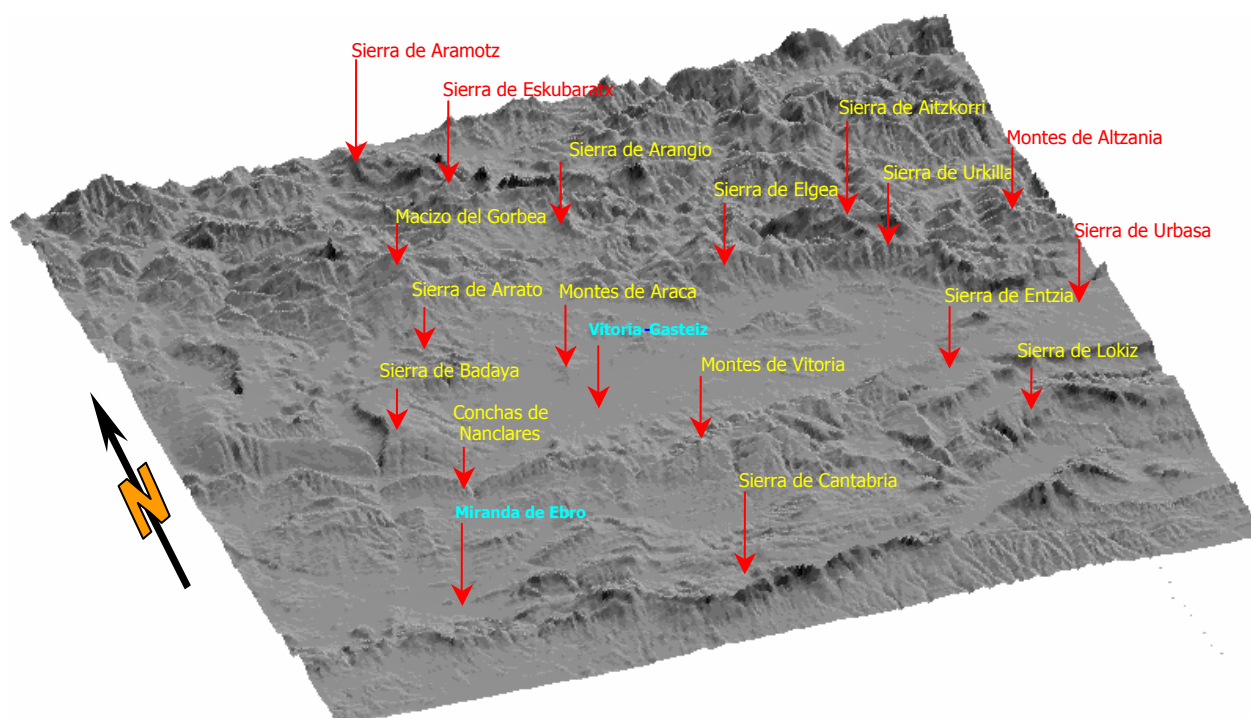
2.3.- LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La cuenca del río Zadorra es integrante de la cuenca del río Ebro, que constituye la red fluvial más caudalosa de la Península Ibérica. El río Zadorra es uno de los tributarios del Río Ebro, por su margen izquierda. Su curso transcurre desde su nacimiento en Salvatierra (Álava), hasta su desembocadura en Miranda de Ebro (Burgos) atravesando la comarca de la Llanada Alavesa. Esta zona está formada por depósitos sedimentarios del Cuaternario, y cuenta en la actualidad con un uso agrícola intenso caracterizado por los cultivos de regadío. Toda la cuenca se encuentra rodeada por macizos montañosos abruptos y de elevada altitud que definen de forma muy evidente la forma de la cuenca.

Desde el punto de vista administrativo, la cuenca drena la superficie de dos comunidades autónomas: País Vasco con un 81% de extensión y Castilla-León (provincia de Burgos) con un 19% de extensión. A continuación se ilustra la localización de la cuenca.



En el siguiente modelo tridimensional puede apreciarse la gran depresión que forma la Llanada Alavesa, intuyéndose los límites de la cuenca.



Si analizamos la distribución de la superficie de la cuenca superponiendo sus límites con los de la Comunidad Autónoma del País Vasco (de ahora en adelante C.P.A.V.) observamos que:

- Ocupa el territorio de dos Comunidades Autónomas distintas (País Vasco y Castilla – León).
- Dentro de la C.A.P.V., participa de dos provincias: Álava (76,6%), Vizcaya (4%) y Guipúzcoa (0,5%).
- Dentro de Castilla-León, la cuenca ocupa únicamente la provincia de Burgos; la mayor parte de esta superficie corresponde al Condado de Treviño, municipio burgalés enclavado en la provincia de Álava, (19,32%) y una pequeña parte corresponde al municipio burgalés de Miranda de Ebro, lugar éste donde desemboca el Río Zadorra (0,07%).

3.- ANTECEDENTES

Existe, desde hace años, una clara preocupación por parte de las instituciones públicas (Ayuntamiento de Vitoria, Diputación Foral de Álava, Gobierno Vasco) por la gestión de los recursos hídricos y por la protección de las ciudades ante inundaciones. Esta preocupación se ha extendido a los habitantes de Vitoria, gracias al esfuerzo divulgador ejercido por las instituciones en materia ambiental y a una arraigada sensibilidad frente a los problemas relacionados con el medio.

Siendo Vitoria una ciudad surcada por ríos, éstos han tenido y siguen teniendo un marcado protagonismo en el desarrollo de la ciudad. Cabe reseñar que toda la red de saneamiento de la ciudad está organizada alrededor de los ríos que la atraviesan y que actualmente están totalmente canalizados o embocinados a su paso por el casco urbano.

Esta situación impone severas restricciones a la hora de conducir posibles avenidas producidas en las cabeceras de estos ríos y arroyos, provocando la saturación de la red de drenaje y ocasionalmente su desbordamiento. El dimensionamiento de esta red resulta insuficiente requiriendo costosas inversiones para satisfacer las necesidades actuales y futuras de esta ciudad. Véase el ANEXO 2.

3.1.- ESTUDIOS Y PROYECTOS REALIZADOS

3.1.1.- PLAN INTEGRAL PARA LA PREVENCIÓN DE INUNDACIONES

En el año 1992, el Gobierno Vasco redactó el Plan Integral para la Prevención de Inundaciones. Se trata de un estudio hidrológico para todo el País Vasco, que tiene como objeto fundamental el cálculo de caudales punta para distintos períodos de retorno, y la simulación hidráulica de estos caudales en determinados tramos de los cursos.

El Plan diseña estudios individualizados para las principales cuencas hidrográficas presentes en la Comunidad Autónoma, correspondiendo a la del Río Zadorra el tomo 28.

Los resultados a los que llega este estudio, carecen de contraste, debido a la imposibilidad de calibrar de una forma coherente las estimaciones de los caudales que se producen en una cuenca de más de 1000 km². Por otro lado las técnicas empleadas en la modelización carecen de fiabilidad, debido al carácter generalista del estudio. Se puede calificar como un estudio marco sobre el que apoyar trabajos más detallados, a nivel de subcuenca. Por decirlo de otra forma, la metodología de este estudio considera "la peor de

las peores condiciones” que hipotéticamente podrían suceder en la cuenca, y con la que se consigue el máximo caudal de avenida circulante.

El presente estudio, pretende ser paralelo al P.I.P.I. en cuanto a redefinir esos caudales de avenida, aprovechando algunas de sus características, pero implementándolo de una manera más sólida y técnica⁷.

3.1.2.- OTROS ESTUDIOS Y PROYECTOS

- 1987.- Estudio hidráulico del río Zadorra entre la presa de Ullibarri-Gamboa y Crispijana
- 1990.- Estudio Complementario de Encauzamiento del Río Zadorra entre la Presa de Ullibarri-Gamboa y Crispijana, redactado por el Consorcio de Aguas del Gran Bilbao, Aguas Municipales de Vitoria, S.A. e IBERDUERO.
- 1992.- Defensa contra inundaciones del Río Zadorra en el Casco Urbano de Vitoria, redactado por el Departamento de Transportes y Obras Públicas del Gobierno Vasco.
- 1994.- Proyecto de viabilidad de nuevas compuertas para laminación de avenidas en Ullibarri-Gamboa y Urrunaga, redactado por GESTEC.
- 1994.- Defensa contra avenidas del casco urbano de Vitoria. Tramo Escalmendi-Crispiana.
- 1994.- Proyecto de limpieza y conservación de los Ríos Santa Engracia y Zadorra. Tramo Presas-Escalmendi.
- 1996.- Estudio Hidrológico de los Ríos de la zona sur de Vitoria-Gasteiz y modelización de soluciones para prevención del tránsito de avenidas a través de la red de colectores de la ciudad.

⁷ El P.I.P.I. no emplea técnicas GIS, ni teledetección, y las fuentes de datos como los usos del suelo, provienen de mapas de vegetación realizados con varios años de anterioridad.

4.- METODOLOGÍA

4.1.- INTRODUCCIÓN

4.1.1.- MODELOS

La elaboración del modelo resulta de la necesidad de comprender la heterogeneidad del medio estudiado (fisiografía, edafología, clima, vegetación, usos del suelo, etc.) realizando una abstracción de los fenómenos observados, formulando hipótesis que permitan su simplificación, elaborando una "versión resumida" o "esquemática" de la realidad.

Una definición más apropiada de la palabra modelo, puede ser esta: "Un modelo es una representación simplificada de la realidad en la que aparecen alguna de sus propiedades; ... la versión de la realidad que se realiza a través de un modelo pretende reproducir solamente algunas propiedades del objeto o sistema original que, por lo tanto, se ve representado por otro objeto de menor complejidad. Los modelos se construyen estableciendo una relación de correspondencia con las realidad cuyas variantes pueden producir modelos de características notablemente diferentes"⁸.

Los modelos pueden clasificarse en tres categorías, dependiendo de la relación de correspondencia que se establezca con la realidad que representan:

- Modelos icónicos: la relación de correspondencia se establece a través de las propiedades morfológicas: p.e. una maqueta
- Modelos análogos: poseen algunas propiedades similares a los objetos representados pero sin ser una réplica morfológica de los mismos. Sería el caso de un mapa.
- Modelos simbólicos: con ellos se llega a un nivel superior de abstracción ya que el objeto queda representado mediante una simbolización matemática o gráfica.

Un Modelo Hidrológico se incluye en esta última categoría y, consecuentemente, las relaciones de correspondencia que se establecen con el objeto tienen la forma de algoritmos o formalismos matemáticos.

Otro aspecto interesante de los modelos hace referencia a la posibilidad de conocer o predecir propiedades que se desconocen del objeto real. Debe existir una relación de simetría entre el objeto real y el modelo, que permita asignar al primero las propiedades observadas en el segundo. Esto permitirá dar sentido a la aplicación real de las respuestas derivadas del modelo.

⁸ FELICISIMO (1993)

La utilidad del modelo para conocer o predecir, está condicionada por una buena selección de los factores relevantes y una buena descripción de las relaciones funcionales para el problema. En este sentido, el proceso de modelización comenzará dividiendo la cuenca en unidades más pequeñas, interconectadas por los cursos de agua que las atraviesan. La división es imprescindible, ya que en la gran extensión ocupada por la cuenca (1363 km²), se integran zonas con marcadas diferencias físicas (usos del suelo, topografía, litología y edafología), lo cual desaconseja tratar esta cuenca como unidad de estudio. La división permite un seguimiento del flujo menos grosera, ofreciendo una visión más precisa de la integración de los caudales circulantes de los cursos tributarios, en los cursos principales. A cada una de las subunidades originadas en la división se le asignarán unos parámetros, que definirán el comportamiento de la avenida.

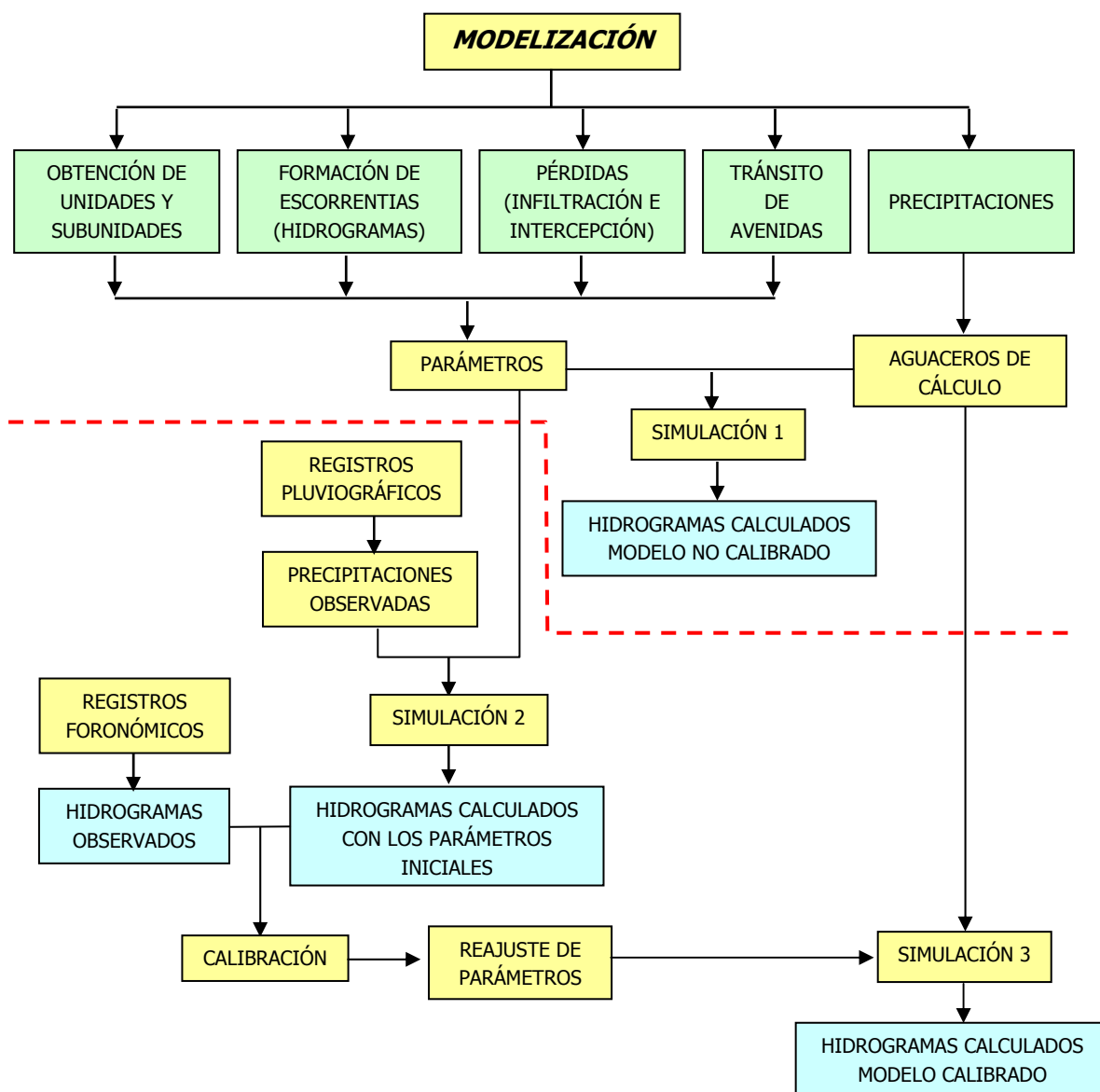
Esta asignación de parámetros puede valorarse sometiendo los resultados a verificación experimental. El contraste experimental o calibración del modelo puede servir de mecanismo de realimentación para conseguir ajustes en los elementos que componen los modelos así como en las relaciones que se establecen entre ellos.

4.1.2.- MODELO HIDROLÓGICO

El modelo hidrológico tiene en cuenta dos tipos de parámetros, unos dependen únicamente de características físicas de la cuenca (fisiografía, vegetación, usos y tipo de suelo) y son por tanto invariables e independientes, en un principio, de los fenómenos de precipitación. Otros parámetros en cambio están sujetos a la consideración de ciertas hipótesis a la hora de su definición; estos últimos son todos aquellos relacionados con las precipitaciones; la duración de los aguaceros, cantidad de precipitación, y su distribución temporal. La definición de estos últimos parámetros dará como resultado el "aguacero de cálculo".

Conocidos todos los parámetros podremos realizar una simulación del fenómeno de avenida, conociendo de esta manera los caudales generados por la cuenca, y por las subunidades que la integran en particular.

4.2.- ESQUEMA METODOLÓGICO



El anterior esquema muestra dos fases en el proceso de modelización, la primera de ellas concluye con una primera simulación con cálculo de hidrogramas que en un principio nos darían como resultado los caudales punta y duraciones de las avenidas. La segunda fase denominada comúnmente "calibración" consiste en el "reajuste" de los parámetros de la modelización en base a la comparación de los hidrogramas calculados con los observados en las estaciones de aforo.

Este estudio concluye con la estimación de parámetros y simulación, ante la imposibilidad de calibrar el modelo por las razones que más adelante se detallan.

4.3.- MODELIZACIÓN ESPACIAL

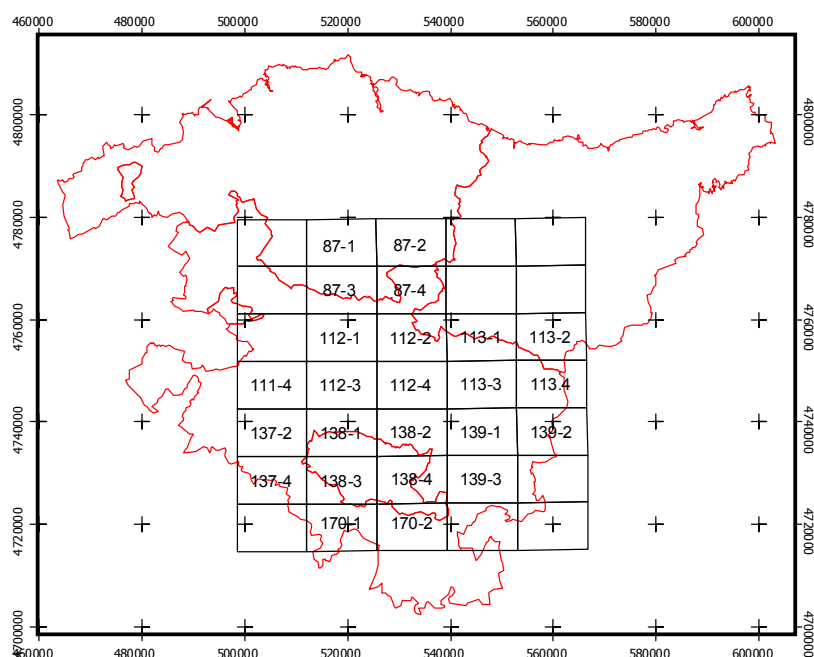
4.3.1.- OBJETO Y CRITERIOS

La modelización espacial de la cuenca persigue los siguientes objetivos fundamentales:

- Delimitar la cuenca del Zadorra mediante el trazado de su divisoria.
- Realizar una primera división en unidades menores que se correspondan con los tributarios principales y con ciertos puntos de interés.
- Descomponer cada una de estas divisiones en unidades básicas de análisis. Se realizará una caracterización hidrológica detallada de estas unidades (subcuencas e intercuenas) a las cuales se les asignará una serie de parámetros a partir de los cuales se realizarán los cálculos relativos al modelo.
- Definir las características geométricas de cada unidad.
- Identificar los puntos donde se van a computar los caudales generados en estas unidades y en las distintas confluencias.

4.3.2.- DELIMITACIÓN DE UNIDADES

Este proceso determina en primer lugar la superficie de la zona de estudio, para posteriormente dividirla en unidades que faciliten el proceso de simulación del modelo. La delimitación consiste en el trazado de las divisorias topográficas a partir de la cartografía del Gobierno Vasco a escala 1:25000. La relación de hojas empleadas se detalla a continuación.

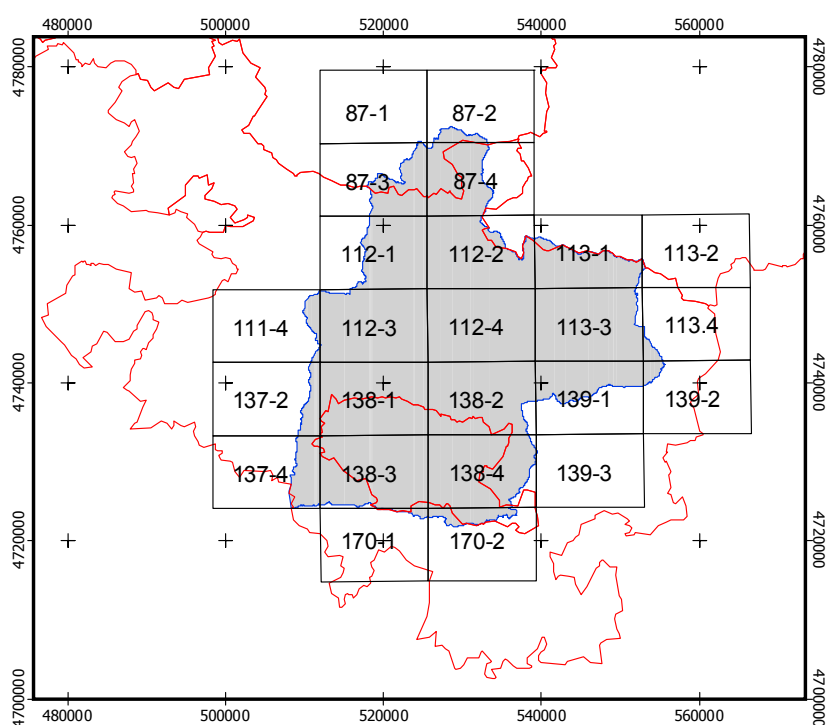


Las divisorias han sido digitalizadas directamente sobre la cartografía, hoja por hoja, y fusionadas posteriormente, empleando para ello un programa de CAD.

Una vez realizada esta operación los datos han sido exportados a un GIS para el posterior análisis geométrico (cálculo de superficies, perímetros, longitudes de cauces, etc.)

4.3.2.1.- CUENCA DEL ZADORRA

En esta primera fase se delimita el perímetro de la cuenca del río Zadorra, que abarca una superficie de 1363 km². Para ello se parte desde la sección de control de la cuenca, en el punto donde el Zadorra desemboca en el Ebro, y a partir de allí se traza la línea divisoria teniendo en cuenta la presencia de vaguadas correspondientes a los afluentes y subafluentes de este río.



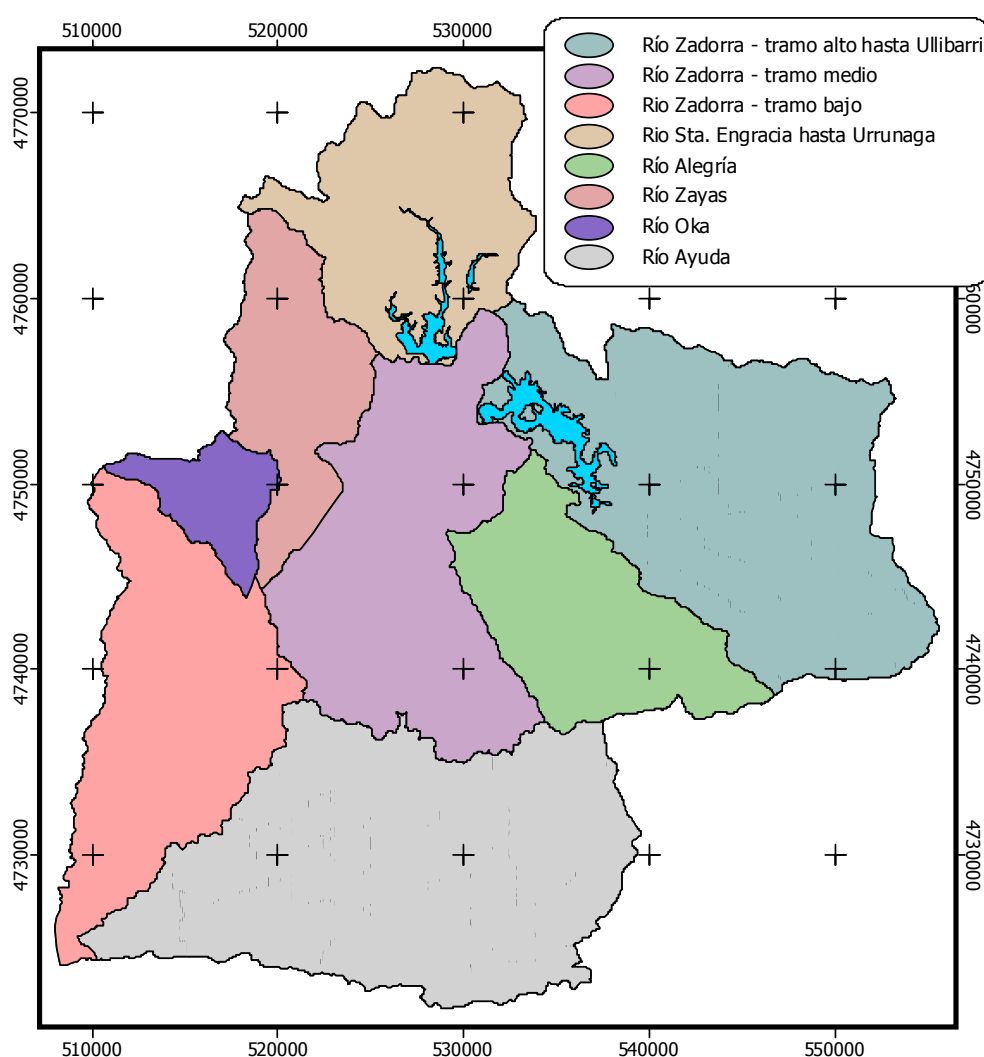
4.3.2.2.- AFLUENTES PRINCIPALES.

El modelo considera modelos parciales correspondientes a afluentes y porciones de la cuenca, ya que de esta forma se pueden contemplar diferentes situaciones de avenida. El criterio empleado para la segregación de la cuenca principal es idéntico al empleado en el PIPI, con la salvedad de que en el estudio se contempla la cuenca del río Ayuda (el PIPI no la incluyó en su estudio del año 1992). La mayor parte de la cuenca del Ayuda se encuentra en el Condado de Treviño, perteneciente a la provincia de Burgos (C.A. de Castilla y León). La superficie de esta cuenca supone casi un 23% de la extensión total de la cuenca

del Zadorra, razón por la cual se contempla su modelización y análisis, independientemente del ámbito administrativo-territorial.

El río Ayuda es el principal tributario del río Zadorra en cuanto a extensión se refiere: es el de mayor longitud (48,6 km), domina una cuenca vertiente de 308 km², y posee una red de drenaje bastante densa debido a la abrupta orografía que domina su cuenca. La mayor parte de la cuenca del Ayuda se encuentra en el Condado de Treviño, que depende administrativamente de la C.A. de Castilla y León; razón por la cual no fue abordado el estudio de esta cuenca por el PIPI.

EL resultado de la división realizada ha sido el siguiente:



4.3.2.3.- SUBCUENCAS E INTERCUENCAS

Las divisiones realizadas hasta este punto no permiten un análisis detallado de la cuenca. Por esta razón se hace necesaria una segunda división en unidades elementales

que en virtud de su pequeño tamaño y homogeneidad permitan un estudio que reproduzca de forma fiel el fenómeno de formación de hidrogramas y su seguimiento por los cauces de la cuenca.

Con el fin de poder comparar con el PIPI, hemos adoptado sus divisiones, revisando su trazado y corrigiéndolas en caso necesario:

Los criterios adoptados para realizar la división son los siguientes.

- La división debe proporcionar unidades de características homogéneas.
- Los puntos de convergencia de dos o más cursos de agua, son puntos de paso de las divisorias, dependiendo de la importancia de los cauces. Estos puntos se denominan secciones de control, y en ellas son computados los caudales circulantes.
- La división nos proporciona dos tipos de unidades bien diferenciadas: las subcuencas y las intercuencas.

En el caso del río Ayuda se ha optado por considerar las subcuencas formadas por los tributarios directos al cauce principal, tomando el punto de confluencia como sección de control, trazando desde este punto la divisoria topográfica.

4.3.2.4.- CRITERIOS PARA LA DIVISIÓN

Se adopta la división realizada en su día por el PIPI. Se considera que esta división es lo suficientemente intensa como para recoger los distintos comportamientos de las subcuencas ante una avenida.

Un criterio adicional contemplado para realizar la división fue el de considerar las secciones de control en las cercanías de poblaciones y puntos conflictivos. No obstante, la división se revisó y corrigió en su caso, redibujando las divisorias. Véase PLANOS.

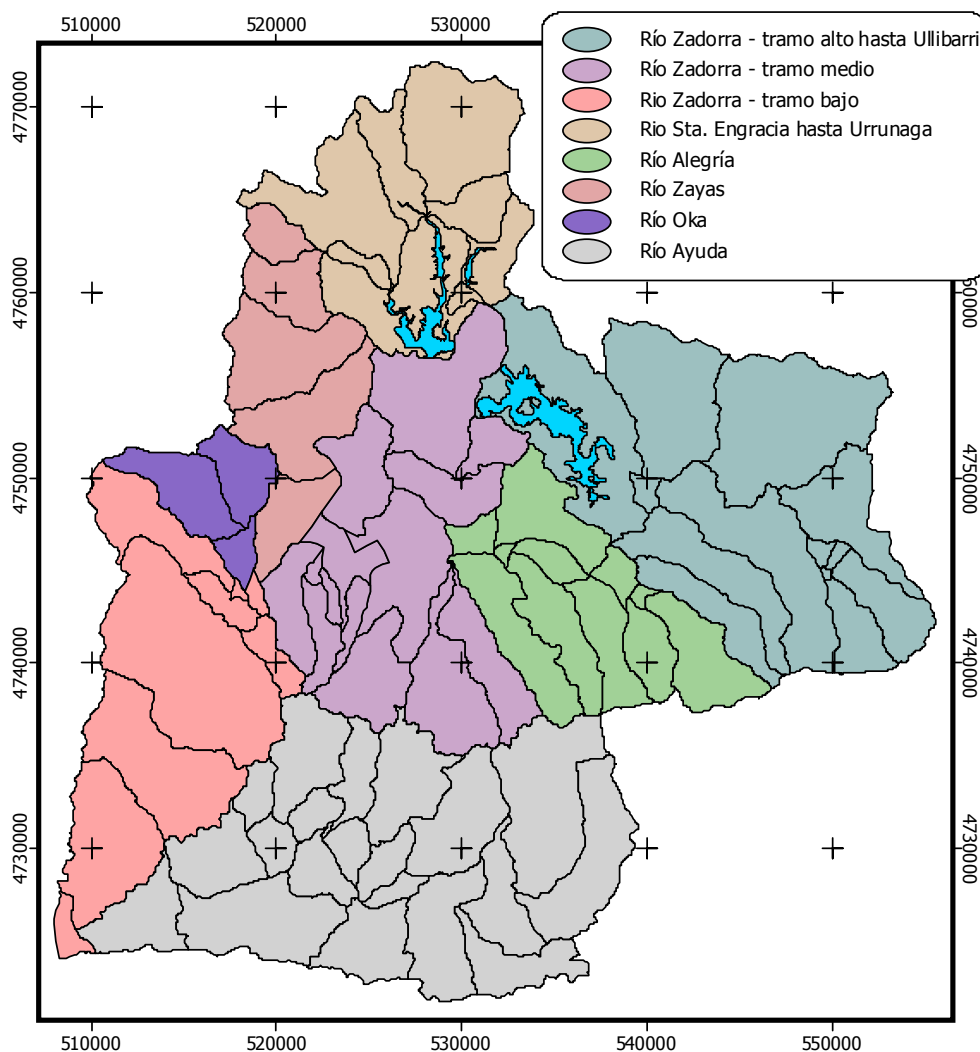
Es posible que algunas de las divisorias no se ajusten a la realidad topográfica mostrada por los planos altimétricos. Esto es debido a que se consideró en el trazado la presencia de alguna infraestructura, que debido a su magnitud obstaculiza el flujo superficial del agua. En el epígrafe 4.7. se recogen estos casos excepcionales.

4.3.2.5.- DIVISIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO AYUDA

El PIPI no considera esta cuenca, por una razón bien endeble ya apuntada con anterioridad. En este estudio se procede a su modelización, ya que de esta forma obtenemos un modelo para la totalidad de la cuenca hasta su desembocadura en Miranda de Ebro.

En este caso la morfología de la red de drenaje favorece una división en subcuencas que tributan directamente al curso del río Ayuda. Por lo tanto, no existiendo antecedentes de inundaciones comparables a la los acaecidos en la subcuenca del Zadorra, adoptamos este criterio físico como el más apropiado para este caso.

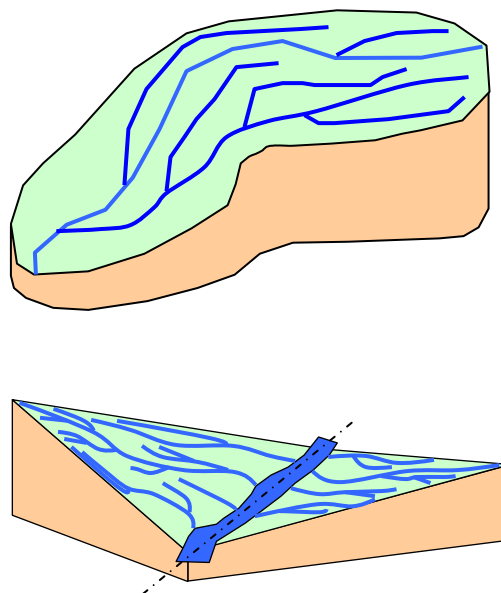
Esta división se realiza atendiendo a los puntos donde confluyen el cauce principal del río Ayuda con cualquiera de sus tributarios.



4.3.2.6.- TIPOLOGÍA DE LAS UNIDADES

La división de cada una de las dos grandes subcuencas, da como resultado una red de unidades interconectadas. La división origina dos tipos de unidades que denominamos subcuencas e intercuencas. Estas últimas aparecen como consecuencia de la división de la cuenca original. El análisis de las intercuencas no puede realizarse como el de las subcuencas. Estas últimas cuentan con una red de drenaje arborescente, donde el contorno es totalmente cerrado, existiendo una vaguada principal, que se va formando por conexión de sucesivas vaguadas.

En la intercuenca se presentan dos características identificadoras que la distinguen de las subcuencas. La vaguada principal, o cauce, tiene posición diagonal, penetrando desde fuera, por un punto de su contorno superior, atraviesa toda la superficie y acaba saliendo por el extremo opuesto. La forma de la superficie se puede asemejar la de un romboide, donde la diagonal principal está ocupada por el cauce, y cada intercuenca parcial es un triángulo, cuyo vértice opuesto al cauce, suele tener la máxima cota del contorno. Mientras que la forma de una subcuenca se asemeja a la del perfil de una pera o una gota de agua. De esta manera, cada porción de intercuenca situada a los lados de la vaguada es tratada de forma independiente como si de dos intercuenchas distintas se tratase, compartiendo como característica común la longitud de su vaguada principal. Cada una de estas porciones se denomina "plano". La nomenclatura contemplará los dos planos de cada intercuenca designándolos como "izquierdo" o "derecho" mirando siempre desde aguas arriba hacia aguas abajo de la vaguada a la hora de asignarlos.



4.3.2.7.- NOMENCLATURA EMPLEADA

La nomenclatura utilizada pretende organizar correctamente los elementos dentro del modelo y facilitar su localización dentro del mismo. Con este propósito los afluentes se nombran del mismo modo con una letra.

Los elementos de los dos cauces principales (subcuencas e intercuenchas) se nombran con las iniciales del río seguidas de una "S" en el caso de una subcuenca, o una "I" si es intercuenca. Posteriormente figura un número comenzando desde el nacimiento y, en el caso de las intercuenchas, una "I" o una "D" que indica si nos referimos al plano izquierdo o derecho. El Río Ayuda, a pesar de ser uno más de los afluentes del Zadorra, es tratado de forma especial por las razones ya expuestas en los objetivos del estudio.

Los elementos de los afluentes se nombran del mismo modo que los del río principal pero se añade el número del afluente. Del mismo modo, los elementos de los subafluentes se nombran con el número del afluente seguido por las letras del subafluente.

En el caso de subcuencas kársticas estas serán distinguidas por llevar una "K" después de las iniciales de la cuenca a la que pertenecen, llevando la numeración de la subcuenca en la que se encuentran.

Para una mejor comprensión de la nomenclatura utilizada se incluyen unos pocos ejemplos ilustrativos.

- ZAS1 subcuenca 1 de la cuenca del Zadorra
- ZAI1-d plano derecho de la intercuenca 1 de la cuenca del Zadorra
- AYI 1 subcuenca 1 de la cuenca del río Ayuda
- AYI1-i plano izquierdo de la intercuenca 1 de la cuenca del Ayuda.
- ZAK1-6 parte kárstica de la subcuenca ZAS1-6

4.3.3.- PUNTOS DE CONTROL

Los puntos de control son aquellos lugares donde van a ser computados los caudales generados por las unidades elementales. Estos puntos siempre van a encontrarse sobre las divisorias trazadas en su intersección con los tramos modelizados.

En este estudio se han considerado tres tipos de puntos de control dependiendo del tipo de confluencia que se produce en él. Así tenemos:

- Puntos de Integración de Caudales: Son los puntos donde confluyen los afluentes principales con el río Zadorra. Se designan como PT seguido del número de afluente. En este punto se calcula el hidrograma resultante de la suma de los hidrogramas circulantes por ambos ríos.
- Puntos de Control del cauce principal: situados únicamente en el cauce del río Zadorra. En estos puntos se calcula el hidrograma generado aguas arriba de ese punto en el cauce principal. Se designan con una P seguida del número de punto; los números se ordenan en orden creciente desde la cabecera hasta la desembocadura.
- Puntos de control de los afluentes: están situados únicamente en los cauces de los afluentes, calculándose en ellos el caudal generado aguas arriba de ese punto. Se designan como P seguido del número de punto comenzando por la cabecera del afluente y seguido del número de afluente.

Conviene realizar la siguiente aclaración; es posible que en una confluencia se encuentren 2 o más puntos de control que coincidan en el espacio. Así, por citar un ejemplo puede verse en los planos cómo coinciden los puntos PT5, P5-5 y P11. En P5-5 se computa el caudal circulante por el cauce del Río Alegría (afluente nº5); en el punto P11 el del río Zadorra, en PT5 se computa el caudal que se registra por la confluencia de los dos cauces.

4.3.4.- GRUPOS DE SIMULACIÓN

Las unidades señaladas en el apartado 4.3.2.1. son utilizadas para realizar la simulación del modelo con aguaceros de diseño, tal y como puede verse en el epígrafe 4.8. La necesidad de crear grupos de simulación radica en la conveniencia de restringir los fenómenos de avenida a las cuencas y grupos de cuencas integrantes del sistema Zadorra.

Los grupos de simulación contemplados son:

Grupo	Cuenca afectada	Punto de control	Superficie (km²)
a	Subcuencas de cabecera		todas < 70
b	Cuenca del embalse de Ullibarri Gamboa	P5	284,509
c	Cuenca del embalse de Urrunaga	P2-4	139,543
d	Cuenca del Río Alegría	P5-3	124,005
e	Cuenca del Río Zayas	P4-5	54,704
f	Cuenca del Río Ayuda	P11-7	308,021
g	Cuenca del Río Zadorra hasta PT5	PT5	838,635
h	Cuenca del Río Zadorra hasta P17	P17	1048,257
i	Cuenca del Río Zadorra hasta TF	TF	1360,248

Los grupos, a, b, c, d, e, g fueron contemplados en su día por el Plan Integral para la Prevención de Inundaciones. El presente estudio al abarcar la cuenca del Río Ayuda, añade dos grupos más: el f, correspondiente a la cuenca de este río, y el i, correspondiente a la totalidad de la cuenca del Río Zadorra.

Para cada uno de estos grupos se ha definido un aguacero de cálculo característico tal y como se detalla epígrafe 4.8.

4.4.- MODELIZACIÓN DE LAS PÉRDIDAS

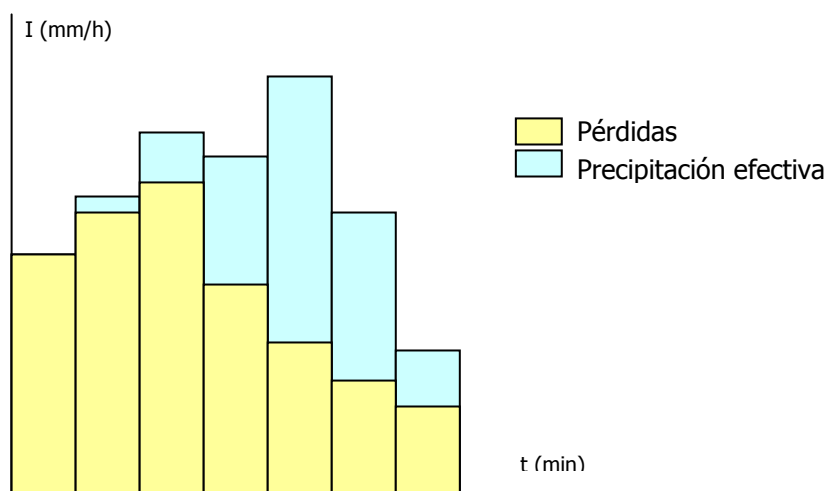
4.4.1.- DESCRIPCIÓN

En Hidrología Superficial se considera pérdida, al volumen de agua precipitada que no se incorpora a la escorrentía superficial de manera inmediata.

La evaluación de pérdidas tiene como fin conocer el comportamiento de la cuenca a la hora de considerar la precipitación que no va a escurrir por la superficie, de esta forma se llega a conocer la precipitación efectiva, o lo que es lo mismo la cantidad de agua a deducir al episodio de precipitación registrado o diseñado, y que ha sido infiltrada a través del suelo, interceptada por la vegetación o almacenada en las microdepresiones del terreno.

Para este fin se emplea el método del Número de Curva del SCS. Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura de los EE.UU. en 1972. Establece una clasificación de los llamados "complejos hidrológicos suelo-vegetación" a los que asigna una capacidad de infiltración, o mejor dicho un comportamiento ante la precipitación.

La elección de este método radica en su amplia utilización, eficacia, y relativa sencillez⁹.



La hipótesis inicial en la que se fundamenta el método es la siguiente: el cociente entre las pérdidas reales durante el aguacero y las pérdidas máximas posibles es igual al cociente entre el escurrimiento superficial real y el escurrimiento superficial máximo.

$$\frac{P - E_s - P_0}{S} = \frac{E_s}{P - P_0}$$

⁹ W. AA. (1992)

donde:	P_0	Umbral de escorrentía, o altura mínima de lluvia necesaria para que se produzca escorrentía superficial. Se corresponde con la cantidad de agua inicial retenida por intercepción, embalse superficial, evaporación e infiltración antes de iniciarse la escorrentía.
	S	Pérdidas máximas posibles. Representa el potencial máximo de retención de agua que tiene el complejo suelo-vegetación.
	E_s	Escurrimiento superficial real, valor que queremos estimar
	$P-E_s-P_0$	Pérdidas reales durante el aguacero
	$P-P_0$	Escurrimiento superficial máximo

Despejando de la anterior ecuación el valor de E_s

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

Después de numerosas experiencias en cuencas aforadas el "Soil Conservation Service" propone la siguiente relación entre S y P_0

$$P_0 = 0,2S$$

El coeficiente que relaciona ambos parámetros, es susceptible de ser modificado realizando para ello una calibración¹⁰, aunque para esto se deben realizar estudios detallados que se salen del ámbito de este trabajo. Por lo tanto aceptaremos como válida la relación del SCS.

" E_s " puede expresarse como:

$$E_s = \frac{(P - P_0)^2}{P + 4P_0} \quad \text{ó} \quad E_s = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

El parámetro S se obtiene a partir del número de curva de la cuenca (N).

$$S = \frac{25.400 - 254 \cdot N}{N} \quad P_0 = \frac{5.080 - 50,8 \cdot N}{N}$$

Los números de curva están tabulados y reflejan la capacidad de la cuenca vertiente para producir escorrentía durante un aguacero. Sus valores dependen de cinco factores:

- El uso del suelo o tipo de cubierta vegetal
- La condición hidrológica manifestada por labores culturales o tratamientos.
- El tipo de suelo y su capacidad de infiltración
- Pendiente
- Condición de humedad previa al aguacero

¹⁰ MINTEGUI AGUIRRE y ROBREDO SÁNCHEZ (1997)

SERRADA HIERRO; MINTEGUI AGUIRRE; ROBREDO SÁNCHEZ et al. (1997)

4.4.2.- APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LOS NÚMEROS DE CURVA EN EL MODELO

El MOPU en 1997, desarrolló una particularización de la teoría de los Números de Curva del S.C.S., con el objeto de poder aplicarlos en España y simplificar las tareas de obtención del número. Este método obtiene como resultado un valor de P_0 y no el de N . Como se ha visto en el apartado anterior, ambos valores están relacionados mediante la expresión:

$$P_0 = \frac{5.080 - 50,8 \cdot N}{N}$$

Para la obtención de P_0 , basta con tener la siguiente información, de la cuenca.

- Usos del Suelo. El MOPU distingue los siguientes usos; barbecho, cultivos en hileras, cereales de invierno, rotación de cultivos pobres, rotación de cultivos densos, praderas, plantaciones regulares de aprovechamiento forestal, masas forestales y rocas.
- Pendientes: se distinguen dos grupos dependiendo de si son mayores o menores del 3%
- Características hidrológicas: atienden al carácter más o menos respetuoso de las técnicas agrícolas para con el suelo (laboreo en el sentido de la línea de máxima pendiente, a media ladera o curvas de nivel), o a parámetros como la espesura de las masas forestales
- Tipo de suelo atendiendo a la granulometría: se distinguen cuatro tipos, A, B, C y D, de acuerdo con la clasificación textural del USDA.
- Condición de humedad previa al aguacero.

4.4.2.1.- DETERMINACIÓN DEL FACTOR USOS DEL SUELO

Con el fin de obtener unos usos del suelo lo más fieles a la realidad y más recientes, se ha optado por el uso de técnicas de teledetección espacial. El empleo de estas técnicas permite un tratamiento preciso, objetivo y rápido de la información. La técnica consiste en el tratamiento digital de una o varias imágenes multibanda obtenidas por un satélite sobre una misma zona.

En este estudio se emplean dos imágenes de la zona de estudio obtenidas por el satélite LANDSAT, sensor Thematic Mapper, contando cada imagen con 7 bandas, tres del espectro visible (rojo, verde, azul) y cuatro del no visible (infrarrojo).

Del análisis de estas imágenes conjuntamente con el de la cartografía temática existente se clasifica la cuenca en un mosaico raster de 30x30 m con 11 usos de suelo distintos de forma que a cada uno de ellos se le puede asociar, el factor "característica hidrológica" simplificándose así el proceso de cálculo de los números de curva.

EL proceso de tratamiento se describe con más detalle en el ANEXO 4.

4.4.2.2.- DETERMINACIÓN DEL FACTOR CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS

La condición hidrológica se basa en una combinación de factores que afectan a la infiltración y a la escorrentía superficial. Estos factores son:

- Densidad y fracción de cabida cubierta de la vegetación
- Grado de cobertura vegetal a lo largo del año
- Número de cultivos de leguminosas y otras pratenses en la rotación
- Porcentajes de residuos vegetales cubriendo la superficie del suelo
- Grado de rugosidad superficial

Por otro lado, también se consideran las prácticas de conservación de los suelos agrícolas, clasificándose de esta manera:

- **R**, labores en línea recta sin considerar la pendiente del terreno.
- **N**, cultivos cuyas hileras siguen las líneas de nivel
- **T**, cultivos en terrazas
- **CR**, cubierta de residuos vegetales que ocupen al menos el 5% de la superficie del suelo durante todo el año.

La condición hidrológica se clasifica entre dos extremos:

- Pobre, si los factores antes indicados dificultan la infiltración y facilitan la escorrentía superficial.
- Buena, en la situación contraria

Como ya se ha dicho en el apartado anterior, resulta técnicamente inviable la caracterización de toda la cuenca con este atributo de forma estricta. Por esta razón se opta por asignar una condición hidrológica aproximada a cada uno de los uso del suelo.

Nº	Descripción del uso del suelo	Uso y condición hidrológica asignada
1	Improductivos: suelos urbanizados, calles, carreteras, edificaciones	Rocas impermeables. Indiferente de la condición hidrológica (c.h.)
2	Suelos desnudos: barbechos, suelos desprovistos de vegetación, caminos de tierra	Barbechos trabajados en el sentido de la línea de máxima pendiente (c.h. N)
3	Regadío: cultivos de patata, remolacha y alfalfa	Rotación de cultivos densos, c.h. media entre R y N
4	Viñedo: cultivos de vid	Cultivos en hileras, c.h. media entre R y N
5	Cereal: cultivos de secano de trigo y cebada principalmente	Cereales de invierno, c.h. media entre R y N
7	Matorral: formaciones de matorrales arbus-	Masas forestales, c.h. "muy clara"

Nº	Descripción del uso del suelo	Uso y condición hidrológica asignada
	tivos	
8	Pradera: suelos cubiertos de vegetación herbácea con una cobertura mayor al 50%.	Praderas, c.h. "buena"
9	Forestal disperso	Masas forestales, c.h. "clara"
10	Forestal denso	Masas forestales, c.h. "espesa"
11	Superficies de agua: embalses, balsas de agua, cauces fluviales, conducciones abiertas	Ninguna. Se supone de partida que funcionan como superficies impermeables, es decir, $N=100$ o $P_0=0$

4.4.2.3.- DETERMINACIÓN DEL FACTOR PENDIENTE

Para diferenciar qué superficies tienen menos de un 3% de pendiente se utiliza un modelo digital del terreno (MDT), que también se emplea para el cálculo de pendientes de subcuencas, planos de intercuenca y cauces.

El MDT, es una discretización de la superficie de la cuenca, compuesta por unas unidades o pixel, cuyas dimensiones son 10x10 m. A cada pixel le corresponde una cota. El algoritmo empleado para determinar la pendiente del pixel, consiste en estudiar las cotas de los 8 pixel vecinos. Para ello se toman los pixel opuestos de este cuadrado; la pareja que ofrece la mayor pendiente es la que da la pendiente al pixel.

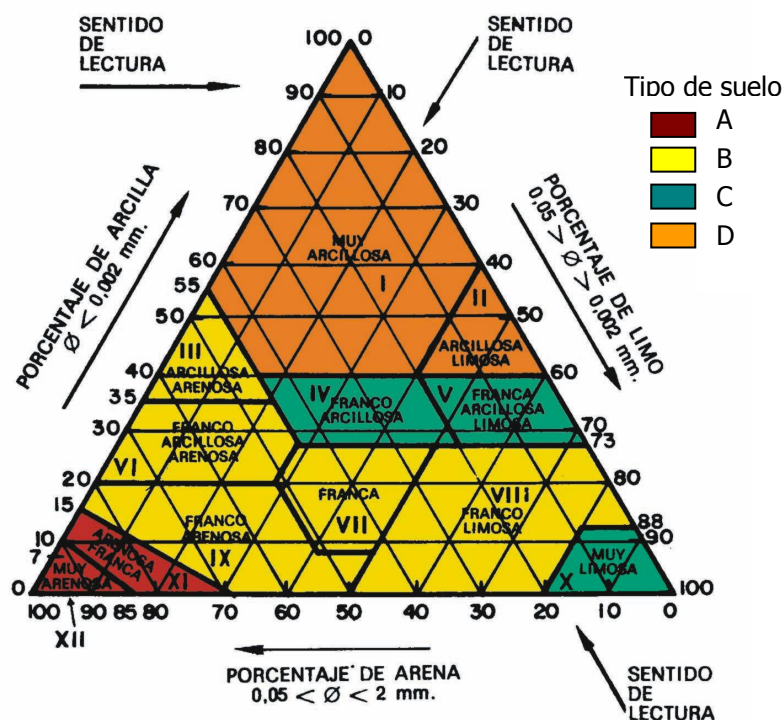
Una vez realizado este procedimiento para todos los pixel, se procede a la clasificación en $<3\%$ y $\geq 3\%$.

4.4.2.4.- DETERMINACIÓN DEL FACTOR TIPOS DE SUELOS

Atendiendo a la textura de los suelos, el U.S.D.A. clasifica éstos en cuatro grupos:

- **Grupo A:** suelos profundos y de texturas gruesas (arenosos o areno limosos). En ellos el agua se infiltra rápidamente aún cuando estén muy húmedos. Su potencial de escurrimiento es mínimo por su gran permeabilidad. Elevada capacidad de infiltración.
- **Grupo B:** suelos francos y profundos, suelos franco-arenosos de mediana profundidad, y suelos arenosos de escaso espesor. Presentan una moderada permeabilidad cuando están saturados.
- **Grupo C:** suelos franco arcillosos e incluso arcillosos con escasa capacidad de infiltración una vez saturados; también se incluyen aquí suelos que presentan horizontes someros bastante impermeables. Los suelos de este grupo poseen un bajo contenido en materia orgánica.
- **Grupo D:** suelos muy arcillosos y profundos con alto grado de tumefacción; también se incluyen aquí los terrenos que presentan una capa de arcilla somera y muy impermeable, ciertos suelos salinos y suelos con nivel freático alto.

A partir de la textura del suelo y de su espesor se puede saber el grupo al que pertenecen. En este sentido, el M.O.P.U. sugiere una correspondencia orientativa entre textura y tipo de suelo. Esta correspondencia, que será la empleada para determinar el tipo de suelo, aparece reflejada en el siguiente triángulo de clasificación textural.¹¹



4.4.2.5.- CONDICIÓN DE HUMEDAD PREVIA AL AGUACERO

Se considera una condición II para $T=5$ t $T=10$, y una condición III para $T=1000$ años. Para el resto de los períodos de retorno se ha determinado el valor del número de curva mediante una interpolación logarítmica.

4.4.3.- NÚMEROS DE CURVA

En la siguiente tabla aparecen los números de curva correspondientes a todas las unidades elementales de la zona de estudio. En las intercuenas se asignan estos números por separado a los planos izquierdo y derecho por separado.

En las subcuencas kársticas se prescinde de este número. En el apartado 4.7.1. se describe el proceso de pérdidas usado para este tipo de cuencas.

¹¹ Ministerio de Medio Ambiente (1996)

unidad	Números de Curva. Condición de humedad II ¹²						
	NC5	NC10	NC25	NC50	NC100	NC500	NC1000
ZAS1	63,6	63,6	66,9	69,4	71,8	77,6	80,1
ZAI1-d	75,3	75,3	77,7	79,6	81,4	85,7	87,5
ZAI1-i	85,4	85,4	86,9	88,1	89,3	91,9	93,1
ZAS1-1	70,2	70,2	73,0	75,2	77,3	82,3	84,4
ZAI1-1-d	89,1	89,1	90,3	91,1	92,0	94,0	94,9
ZAI1-1-i	74,5	74,5	77,0	78,9	80,8	85,1	87,0
ZAI2-d	72,9	72,9	75,5	77,5	79,5	84,1	86,1
ZAI2-i	69,5	69,5	72,4	74,6	76,8	81,8	84,0
ZAS2	73,8	73,8	76,4	78,3	80,2	84,7	86,6
ZAS3	77,2	77,2	79,5	81,2	82,9	86,9	88,6
ZAS4	71,7	71,7	74,4	76,5	78,5	83,3	85,4
ZAI3-d	81,1	81,1	83,0	84,5	86,0	89,3	90,8
ZAI3-i	74,3	74,3	76,8	78,7	80,6	85,0	86,9
ZAS1-2	61,5	61,5	64,9	67,5	70,1	76,0	78,6
ZAS2-2	52,7	52,7	56,5	59,4	62,3	69,0	71,9
ZAS5	73,0	73,0	75,6	77,6	79,6	84,2	86,1
ZASE1	70,2	70,2	73,0	75,2	77,3	82,3	84,4
ZAS6	79,9	79,9	81,9	83,5	85,0	88,6	90,1
ZASE1-4	52,7	52,7	56,5	59,4	62,3	69,0	71,9
ZAI1-4-d	64,0	64,0	67,2	69,7	72,2	77,8	80,3
ZAI1-4-i	63,3	63,3	66,6	69,1	71,6	77,4	79,9
ZAS1-4	60,2	60,2	63,7	66,3	68,9	75,0	77,7
ZAS2-4	70,2	70,2	73,0	75,2	77,3	82,3	84,4
ZAS4-4	68,5	68,5	71,5	73,7	75,9	81,1	83,3
ZAS3-4	53,2	53,2	57,0	59,9	62,8	69,5	72,3
ZAS5-4	66,2	66,2	69,3	71,7	74,0	79,5	81,8
ZASE2-4	71,5	71,2	74,0	76,1	78,2	83,1	85,2
ZAS6-4	77,5	77,5	79,7	81,4	83,1	87,1	88,8
ZAS7	79,2	79,2	81,3	82,9	84,5	88,2	89,8
ZAS1-3	69,9	69,9	72,8	74,9	77,1	82,1	84,2
ZAI1-3-d	82,6	82,6	84,4	85,7	87,1	90,2	91,6
ZAI1-3-i	73,0	73,0	75,6	77,6	79,6	84,1	86,1
ZAS2-3	66,1	66,1	69,2	71,6	73,9	79,4	81,8
ZAI2-3-d	77,0	77,0	79,3	81,0	82,8	86,8	88,5
ZAI2-3-i	79,4	79,4	81,5	83,1	84,7	88,3	89,9
ZAS3-3	69,3	69,3	72,2	74,4	76,6	81,7	83,8
ZAI3-3-d	78,7	78,7	80,8	82,5	84,1	87,9	89,5
ZAI3-3-i	76,3	76,3	78,6	80,4	82,2	86,3	88,1
ZAS4-3	71,9	71,9	74,6	76,6	78,7	83,4	85,5
ZAI4-3-d	77,0	77,0	79,3	81,0	82,8	86,8	88,5
ZAI4-3-i	79,8	79,8	81,8	83,4	85,0	88,5	90,1
ZAS5-3	78,6	78,6	80,8	82,4	84,0	87,8	89,4
ZAI5-3-d	76,2	76,2	78,5	80,3	82,1	86,2	88,0
ZAI5-3-i	82,2	82,2	84,0	85,4	86,8	90,0	91,4
ZAS8	70,9	70,9	73,7	75,8	77,9	82,8	84,9

¹² NC_{II}X = número de curva para la condición 2, y período de retorno X

	Números de Curva. Condición de humedad II ¹²						
unidad	NC5	NC10	NC25	NC50	NC100	NC500	NC1000
ZAS9	70,7	70,7	73,5	75,6	77,7	82,6	84,7
ZAS10	70,4	70,4	73,2	75,3	77,5	82,4	84,5
ZAS12	79,5	79,5	81,6	83,1	84,7	88,4	89,9
ZAS14	74,7	74,7	77,2	79,1	80,9	85,3	87,2
ZAS11	87,7	87,7	89,0	90,0	91,0	93,3	94,3
ZAS15	81,7	81,7	83,6	85,0	86,4	89,7	91,1
ZAS13	86,5	86,5	87,9	89,0	90,1	92,6	93,6
ZAS16	83,0	83,0	84,8	86,1	87,4	90,5	91,8
ZAI4-d	81,4	81,4	83,3	84,8	86,2	89,6	91,0
ZAI4-i	85,7	85,7	87,2	88,3	89,5	92,1	93,2
ZAS17	80,7	80,7	82,7	84,2	85,6	89,1	90,6
ZAS18	81,3	81,3	83,2	84,7	86,1	89,5	90,9
ZAS1-5	69,3	69,3	72,2	74,4	76,6	81,7	83,8
ZAS2-5	59,8	59,8	63,3	65,9	68,6	74,7	77,4
ZAS3-5	68,2	68,2	71,2	73,4	75,7	80,9	83,1
ZAS4-5	82,2	82,2	84,0	85,4	86,8	90,0	91,4
ZAS5-5	76,8	76,8	79,1	80,9	82,6	86,6	88,4
ZAI5-d	79,3	79,3	81,4	83,0	84,6	88,2	89,8
ZAI5-i	77,8	77,8	80,0	81,7	83,4	87,3	89,0
ZAS1-6	76,3	76,3	78,6	80,4	82,2	86,3	88,1
ZAK1-6	50% de pérdidas						
ZAS2-6	80,5	80,5	82,5	84,0	85,5	89,0	90,5
ZAK2-6	50% de pérdidas						
ZAI1-6-d	78,5	78,5	80,7	82,3	84,0	87,8	89,4
ZAI1-6-i	75,1	75,1	77,5	79,4	81,3	85,5	87,4
ZAI6-d	81,1	81,1	83,0	84,5	86,0	89,3	90,8
ZAI6-i	72,1	72,1	74,8	76,8	78,9	83,6	85,6
ZAS19	85,1	85,1	86,7	87,8	89,0	91,7	92,9
ZAK19	50% de pérdidas						
ZAI7-d	82,2	82,2	84,0	85,4	86,8	90,0	91,4
ZAI7-i	74,8	74,8	77,3	79,1	81,0	85,3	87,2
ZAS20	78,4	78,4	80,6	82,2	83,9	87,7	89,3
ZAS21	77,4	77,4	79,7	81,4	83,1	87,0	88,7
ZAK21	50% de pérdidas						
ZAS22	73,4	73,4	76,0	77,9	79,9	84,4	86,4
ZAS23	74,5	74,5	77,0	78,9	80,8	85,2	87,0
AYS1	81,9	81,9	83,8	85,2	86,6	89,8	91,2
AYS2	74,9	74,9	77,4	79,2	81,1	85,4	87,3
AYS3	76,2	76,2	78,6	80,3	82,1	86,3	88,0
AYS4	58,8	58,8	62,4	65,0	67,7	74,0	76,6
AYS5	71,0	71,0	73,8	75,9	78,0	82,8	84,9
AYS6	76,6	76,6	78,9	80,7	82,4	86,5	88,3
AYI1-d	70,3	70,3	73,1	75,3	77,4	82,4	84,5
AYI1-i	71,3	71,3	74,0	76,1	78,2	83,0	85,1
AYS7	75,9	75,9	78,3	80,1	81,9	86,1	87,9
AYI2-d	71,9	71,9	74,6	76,7	78,7	83,5	85,5
AYI2-i	71,1	71,1	73,9	76,0	78,1	82,9	85,0

unidad	Números de Curva. Condición de humedad II ¹²						
	NC5	NC10	NC25	NC50	NC100	NC500	NC1000
AYS8	72,3	72,3	75,0	77,0	79,0	83,7	85,7
AYI3-d	70,4	70,4	73,2	75,3	77,5	82,4	84,5
AYI3-i	70,5	70,5	73,3	75,4	77,6	82,5	84,6
AYS9	74,6	74,6	77,1	79,0	80,9	85,2	87,1
AYI4-d	70,7	70,7	73,5	75,6	77,7	82,6	84,7
AYI4-i	63,9	63,9	67,2	69,6	72,1	77,8	80,3
AYS10	72,7	72,7	75,3	77,3	79,3	84,0	86,0
AYI5-d	71,0	71,0	73,8	75,9	78,0	82,8	84,9
AYI5-i	72,2	72,2	74,9	76,9	79,0	83,7	85,7
AYS11	71,3	71,3	74,0	76,1	78,2	83,0	85,1
AYI6-d	69,7	69,7	72,6	74,7	76,9	81,9	84,1
AYI6-i	73,3	73,3	75,9	77,8	79,8	84,3	86,3
AYS12	72,5	72,5	75,2	77,2	79,2	83,8	85,8
AYS13	74,1	74,1	76,6	78,5	80,5	84,9	86,8
AYS14	74,6	74,6	77,1	79,0	80,9	85,2	87,1
AYS15	73,7	73,7	76,3	78,2	80,1	84,6	86,6
TF-d	73,1	73,1	75,7	77,7	79,7	84,2	86,2
TF-i	76,9	76,9	79,2	80,9	82,7	86,7	88,4

4.5.- MODELIZACIÓN DE LA ESCORRENTÍA

4.5.1.- INTRODUCCIÓN

La modelización de la escorrentía persigue definir la manera que tienen de generar el escurrimiento cada tipo de unidad. Consiste en definir cómo va a variar el volumen de escorrentía en el tiempo. La representación gráfica en ejes cartesianos del caudal generado por las unidades (Q) en función del tiempo (t), se denomina hidrograma, y su cálculo es el fin último de la modelización hidrológica.

Para realizar esta tarea se procede a la simplificación de la red de drenaje, con ella se obtiene un modelo de los cauces sobre los cuales se calculan los parámetros necesarios para hallar los hidrogramas.

4.5.2.- SIMPLIFICACIÓN DE LA RED DE DRENAJE

El análisis de la red de drenaje considera sólo aquellos elementos que, a efectos de la modelización, sirven para la estimación de los parámetros de los hidrogramas y su tránsito por los cauces. Por esta razón la red de drenaje simplificada prescinde del entramado de afluentes y arroyos existentes

Con respecto al tiempo de concentración en las subcuencas se ha procedido de la siguiente forma:

- Se eliminan todas las vaguadas distintas de la línea de flujo del punto hidráulicamente más alejado de la sección de control de la subcuenca.
- Se digitaliza sobre la cartografía la trayectoria de ese flujo.
- Los tramos digitalizados se analizan con un SIG, para proceder al cálculo de su longitud y pendiente, calculando a partir de ellos el tiempo de concentración.

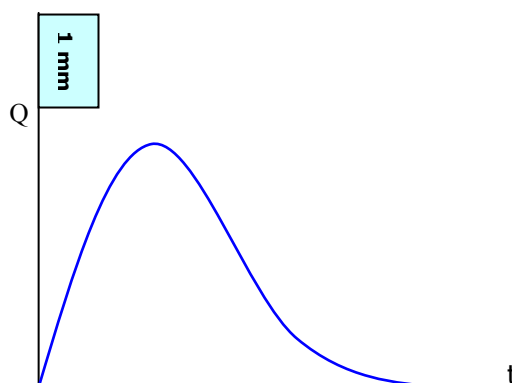
Con respecto al tránsito de los hidrogramas

- Los hidrogramas generados por cada subcuenca son transitados siempre por los elementos aguas abajo contenidos en otras subcuencas o intercuencas. Como consecuencia de esto, las subcuencas de cabecera carecen de elementos de tránsito.
- Los elementos de tránsito de las subcuencas pueden coincidir total o parcialmente con los tramos de cálculo del tiempo de concentración. Esta coincidencia es más patente en las proximidades de la sección de control, lugar donde ambos elementos coinciden de forma forzosa.
- Las vaguadas de las intercuencas son tramos de tránsito del hidrograma generado aguas arriba y de la escorrentía generada por ellas mismas.

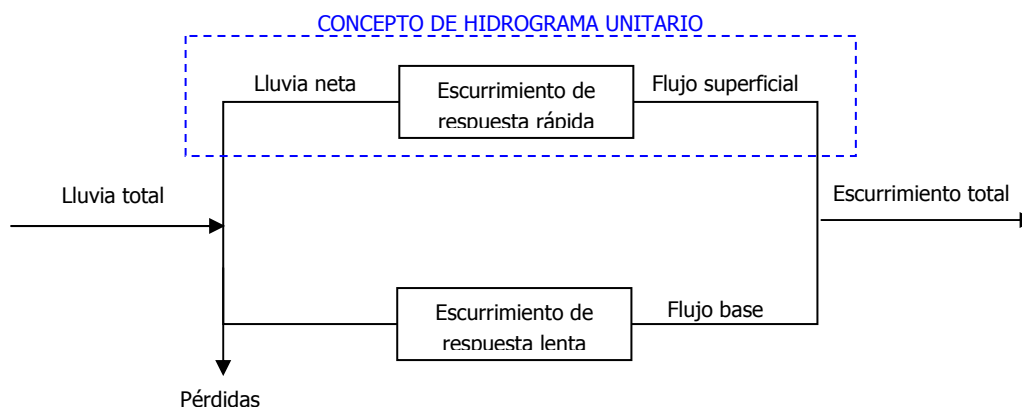
Para realizar esta operación fueron suprimidos los tramos del cauce por los que no se va a transitar ninguna avenida, aquéllos que no son necesarios para el cálculo del tiempo de concentración, trazando además los colectores de las intercuencas que representan la longitud característica de sus planos. Para visualizar los resultados de este proceso pueden consultarse los PLANOS.

4.5.3.- MODELO DE ESCORRENTÍA EN LAS SUBCUENCAS. HIDROGRAMAS UNITARIOS

Propuesto por vez primera en 1932 por Sherman, el hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de 1 mm de exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de drenaje, con una intensidad constante a lo largo de una duración efectiva¹³.



El hidrograma unitario es un método de transformación de la lluvia efectiva en escorrentía directa, consistente en un proceso matemático mediante el que introduciendo un yetograma de precipitación efectiva (yetograma neto) obtenemos un hidrograma de escorrentía directa.



La fase del proceso encerrada en el recuadro azul representa el álgebra del hidrograma unitario, que no tiene una representación física clara, sino que únicamente representa una operación matemática, cuya formulación se obtiene previamente mediante la comparación de yetogramas e hidrogramas medidos en la cuenca. Una vez definida esta formulación, puede ser usada para convertir cualquier yetograma de cálculo.

¹³ CHOW et al. (1994); SHERMAN (1932)

4.5.3.1.- HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTÉTICOS

Los hidrogramas unitarios desarrollados a partir de la información de lluvia y de caudal en una cuenca se aplican solamente para la cuenca y para el punto de corriente donde se midió la información de caudales. Los procedimientos de hidrograma unitario sintético se utilizan para desarrollar hidrogramas unitarios para otros puntos en la corriente dentro de la misma cuenca o para cuencas adyacentes de carácter similar.

Existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos:

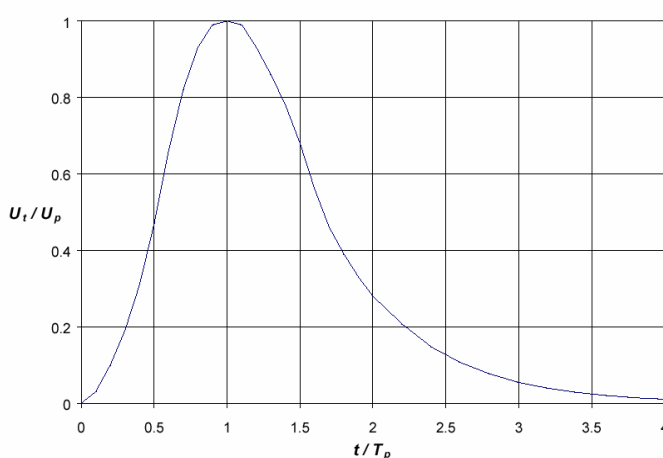
- Aquéllos que relacionan las características del hidrograma con las características de la cuenca. Tal es el caso del hidrograma de Snyder.
- Aquéllos basados en modelos de almacenamiento en la cuenca, como el hidrograma de Clark.
- Aquéllos basados en hidrogramas unitarios adimensionales, como el hidrograma del S.C.S.

Los dos primeros tipos, requieren de una instrumentalización, es decir, precisan de la obtención de unos coeficientes de carácter regional, a partir de la observación de hidrogramas reales en alguna de las subcuencas. La carencia de estaciones de aforo y por lo tanto de registros foronómicos nos obliga a seleccionar el hidrograma sintético del SCS como mejor solución para caracterizar el fenómeno de escorrentía en las subcuencas¹⁴.

4.5.3.2.- HIDROGRAMA ADIMENSIONAL DEL S.C.S.

Desarrollado en la década de los años 50, en base a observaciones de numerosas regiones geográficas en los EE.UU. y se ha aplicado en cuencas de tamaño medio en todo el mundo¹⁵.

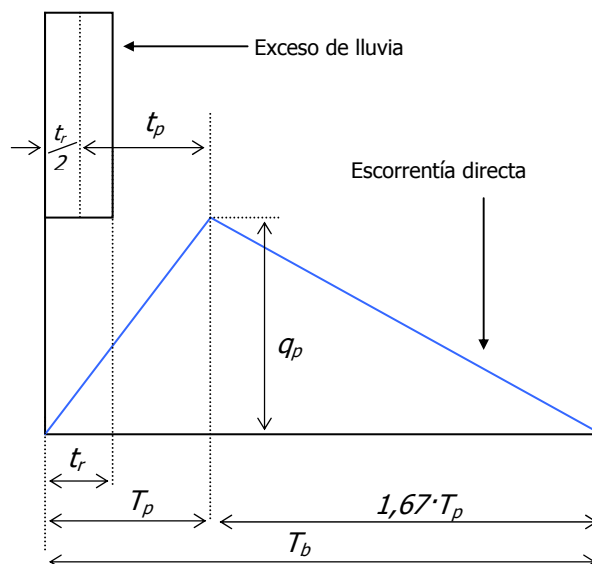
Es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal q con respecto al caudal pico q_p y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario, T_p . Dados el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de la precipitación, el hidrograma unitario puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para una cuenca dada.



¹⁴ VV. AA. (1992)

¹⁵ VV. AA. (1998)

Los valores de q_p y de T_p pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular como el que se muestra a continuación:



El S.C.S. revisando una gran cantidad de hidrogramas unitarios, sugiere que el tiempo de recesión del hidrograma puede aproximarse a $1,67 \cdot T_p$. Como el área bajo el hidrograma unitario debe equivaler a una escorrentía directa de 1 mm, puede demostrarse

$$\text{que: } q_p = \frac{C \cdot A}{T_p}$$

donde: $C = 2,08$ $A = \text{área de drenaje en km}^2$

Adicionalmente, un estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indica que el tiempo de retardo t_p se aproxima bastante a $0,6 \cdot T_c$ donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca. El tiempo de ocurrencia del pico (T_p) puede expresarse en términos del tiempo de retardo (t_p) y de la duración de la lluvia efectiva o neta (t_r).¹⁶

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p$$

Como condiciones adicionales debe verificarse además que la duración del exceso de lluvia unitario sea menor o igual que la cuarta parte del tiempo al pico:

$$t_r \leq 0,25 \cdot T_p$$

Para el cálculo del tiempo de concentración en cada una de las subcuencas, se emplean la fórmula del Estudio Hidrológico Vasco. Esta fórmula es una modificación de la

¹⁶ CHOW et al. (1994)

propuesta por Témez¹⁷, desarrollada a partir de una serie de calibraciones que aconsejan el aludido cambio. No obstante, la fórmula de Témez también se usa en alguna cuenca¹⁸.

4.5.3.3.- CÁLCULO DE LOS TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración T_c se define como el tiempo máximo que tardaría una gota en llegar a la sección de control de la cuenca inmediatamente después de caer sobre la superficie de la cuenca¹⁹. Puede intuirse que este punto es el hidráulicamente más alejado de la sección de control, estando situado en la divisoria de la cuenca. Este punto ha sido fijado de forma manual dibujando la trayectoria teórica de su flujo sobre la cartografía y aplicando las fórmulas disponibles para el cálculo. En los casos dudosos se han dibujado varias trayectorias, seleccionando la que dé un mayor valor del tiempo de concentración. Las fórmulas empleadas son:

Cálculo del Tiempo de Concentración	
Fórmula de Témez	Fórmula de E.H.V.
$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76}$	$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{J^{0,5}} \right)^{0,76}$

donde: T_c Tiempo de concentración (horas)
 L Longitud de la vaguada principal (km)
 J Pendiente media de la vaguada principal (en tanto por uno)

4.5.3.4.- PARÁMETROS DE LOS HIDROGRAMAS

El parámetro que define el hidrograma adimensional del SCS es el tiempo de retardo (*lag time*, en literatura inglesa). Este a su vez depende del tiempo de concentración, y este de la longitud y pendiente del cauce modelizado en cada subcuenca. En la siguiente tabla aparecen los "lag" de todas las subcuencas con sus datos de origen.

Subcuenca	L (m)	J (%)	T_c (h)	Fórmula	lag (h)
ZAS1	7105	8,888	3,34	EHV	2,00
ZAS1-1	6917	9,013	3,26	EHV	1,95
ZAS2	10112	3,018	6,58	EHV	3,95
ZAS3	15317	4,4	4,32	Témez	2,59
ZAS4	14249	4,85	4,02	Témez	2,41

¹⁷ MOPU (1987)

¹⁸ VV.AA. (1992)

¹⁹ MARTÍNEZ DE AZAGRA y NAVARRO HEVIA (1996)

Subcuenca	L (m)	J (%)	T _c (h)	Fórmula	lag (h)
ZAS1-2	13470	7,74	5,72	EHV	3,43
ZAS2-2	11666	8,933	4,86	EHV	2,92
ZAS5	12199	5,36	3,50	Témez	2,10
ZASE1	3860	5,327	2,55	EHV	1,53
ZAS6	4272	1,927	4,06	EHV	2,43
ZASE1-4	3680	9,226	2,00	EHV	1,20
ZAS1-4	9890	9,801	4,14	EHV	2,48
ZAS2-4	9332	13,326	3,52	EHV	2,11
ZAS4-4	12258	14,139	4,24	EHV	2,54
ZAS3-4	8412	13,617	3,23	EHV	1,94
ZAS5-4	4195	13,483	1,91	EHV	1,15
ZASE2-4	6773	8,715	3,24	EHV	1,95
ZAS6-4	12339	3,698	7,09	EHV	4,25
ZAS7	6813	1,849	5,88	EHV	3,53
ZAS1-3	9513	6,436	4,71	EHV	2,83
ZAS2-3	7177	7,461	3,60	EHV	2,16
ZAS3-3	9499	6,54	4,68	EHV	2,81
ZAS4-3	11657	4,937	6,08	EHV	3,65
ZAS5-3	7455	3,073	5,19	EHV	3,11
ZAS8	14157	4,593	7,25	EHV	4,35
ZAS9	12908	6,449	5,94	EHV	3,56
ZAS10	13584	5,333	6,64	EHV	3,98
ZAS12	8409	1,773	3,26	Témez	1,95
ZAS14	7972	7,407	3,91	EHV	2,34
ZAS11	13239	1,924	4,53	Témez	2,72
ZAS15	6268	4,634	3,89	EHV	2,33
ZAS13	4883	2,182	2,07	Témez	1,24
ZAS16	3561	2,612	3,15	EHV	1,89
ZAS17	8058	7,099	4,00	EHV	2,40
ZAS18	8413	5,788	2,60	Témez	1,56
ZAS1-5	4834	24,28	1,70	EHV	1,02
ZAS2-5	4322	5,683	1,57	Témez	0,94
ZAS3-5	7024	1,857	2,81	Témez	1,69
ZAS4-5	2816	2,063	1,38	Témez	0,83
ZAS5-5	7220	0,523	9,92	EHV	5,95
ZAS1-6	3901	2,24	3,58	EHV	2,15
ZAK1-6	3027	12,372	3,08	2EHV	1,85
ZAS2-6	3073	1,110	3,89	EHV	2,34
ZAK2-6	7819	7,244	7,77	2EHV	4,66
ZAS19	3643	5,298	2,45	EHV	1,47

Subcuenca	L (m)	J (%)	T _c (h)	Fórmula	lag (h)
ZAK19	13411	5,473	13,02	2EHV	7,81
ZAS20	5960	8,988	2,91	EHV	1,75
ZAS21	9391	5,332	5,01	EHV	3,01
ZAK21	7057	8,551	6,74	2EHV	4,05
ZAS22	8371	6,953	4,15	EHV	2,49
ZAS23	12408	4,105	6,84	EHV	4,11
AYS1	14250	7,384	6,08	EHV	3,65
AYS2	11887	7,397	5,30	EHV	3,18
AYS3	8045	3,147	5,45	EHV	3,27
AYS4	9331	3,906	5,62	EHV	3,37
AYS5	8183	7,039	4,06	EHV	2,44
AYS6	7176	5,092	4,16	EHV	2,50
AYS7	9459	6,422	4,70	EHV	2,82
AYS8	8751	4,304	5,15	EHV	3,09
AYS9	7273	7,623	3,60	EHV	2,16
AYS10	5370	5,792	3,18	EHV	1,91
AYS11	9384	7,051	4,51	EHV	2,70
AYS12	4460	5,227	2,87	EHV	1,72
AYS13	8600	5,873	4,52	EHV	2,71
AYS14	11702	2,926	7,44	EHV	4,47
AYS15	8681	6,091	4,49	EHV	2,69

4.5.4.- MODELO DE ESCORRENTÍA EN INTERCUENCAS

4.5.4.1.- MODELO GEOMÉTRICO DE LA INTERCUENCA

Ya se ha comentado en el apartado 3.4.4., que una de las consecuencias de la división de una cuenca en pequeñas subcuencas, es la aparición de las intercuencas. El flujo en ellas no puede analizarse como en una subcuenca. Cada margen de la intercuenca puede ser considerado como una intercuenca a su vez, donde la superficie se aproxima a una forma plana. Cada una de estas superficies recibe el nombre de "plano"; así habrá dos planos por intercuenca, el correspondiente al lado izquierdo y el del margen derecho.

Con esta configuración geométrica, se comprende que hay dos tipos de flujo del agua bien diferentes: el del cauce, donde los caudales dependen, fundamentalmente del hidrograma de entrada; y el flujo del agua sobre la superficie plana de la intercuenca, el cual, depende de la lluvia y no del caudal recibido de los cauces superiores.

4.5.4.2.- EL MODELO DE LA ONDA CINEMÁTICA

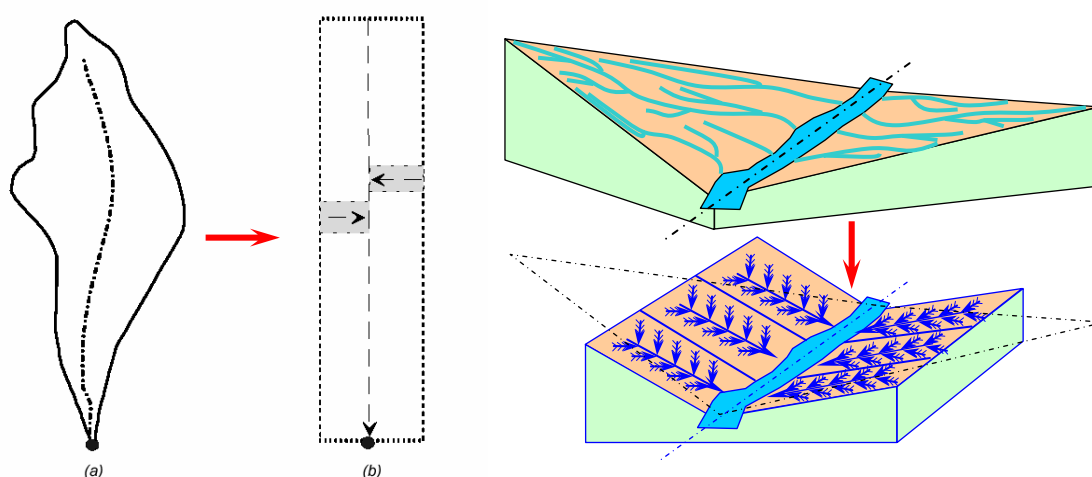
El modelo de la onda cinemática, es una alternativa al hidrograma unitario para modelizar el proceso de escorrentía. Este método estudia la escorrentía que se produce sobre superficies planas que aportan el flujo a colectores. Por esta razón el método se ha aplicado para el estudio de la escorrentía en zonas urbanizadas, siendo válida su aplicación en la modelización de la escorrentía en intercuenca²⁰.

Los parámetros de este modelo se desarrollan a partir de las características físicas de la intercuenca. El modelo se implementa con las leyes físicas que rigen el movimiento de los fluidos para simular el movimiento del agua a través de un sistema.

El análisis de dicho flujo se puede asimilar al de un rectángulo elemental cuyas características propias son: longitud, pendiente y rugosidad.

Dicho rectángulo elemental tiene una anchura igual a la unidad, y es el elemento básico generador de escorrentía de cada uno de los planos de intercuenca. El caudal final generado por la intercuenca resulta de la integración de todos los rectángulos elementales a lo largo de la vaguada, hasta completar el rectángulo equivalente de la intercuenca.

Los tres parámetros del rectángulo elemental se determinan de forma que su conjunto represente a cada uno de los planos. Para esto se asimila la superficie del plano a la de un rectángulo equivalente²¹ compartiendo la longitud de vaguada, la pendiente se toma como la pendiente media de los píxeles correspondientes a la localización del plano de intercuenca en el MDT, y la rugosidad se expresa mediante el coeficiente "n" de Manning, obtenido a partir de valores tabulados²². Véase el ANEXO 8.



²⁰ VV.AA. (1992)

²¹ El plano original y el rectángulo tienen la misma superficie.

²² CHOW (1994)

La longitud característica " L_0 " de cada plano se interpreta como la máxima longitud recorrida por una gota de agua desde un punto de la intercuenca hasta llegar a la vaguada, de esta manera en cada uno de los planos se busca de forma manual la ruta seguida por esa gota de agua, pasando su recorrido a ser un parámetro del modelo.²³

4.5.4.3.- ECUACIONES DE LA ONDA CINEMÁTICA

El análisis matemático se basa en el concepto del movimiento de un fluido sobre una superficie, sometido a la acción de la gravedad, que, como se sabe, está gobernado por las ecuaciones diferenciales de Saint-Venant. Sin embargo debido a la pequeña pendiente y espesor de la lámina que tiene habitualmente este tipo de flujo, resultan despreciables la mayoría de los sumandos que componen la ecuación del momento, excepto los dos relacionados con la pendiente.

Ecuaciones en su forma conservativa

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q ; \quad \frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (1)$$

Ecuaciones en su forma no conservativa

$$V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = q ; \quad \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (2)$$

Las ondas cinemáticas dominan el flujo cuando las fuerzas inerciales y de presión no son importantes, como en el movimiento de una gran onda de avenida en un río ancho. En una onda cinemática, las fuerzas de gravedad y de fricción están compensadas de tal manera que el flujo no se acelera apreciablemente.

Por lo tanto las ecuaciones de Saint-Venant para la onda cinemática quedan:

$$\text{Continuidad: } \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (3); \quad \text{Momentum: } S_0 = S_f \quad (4)$$

Es decir las variaciones del caudal con respecto a x , y de la sección del canal o río " A " con respecto al tiempo sumadas coinciden con " q " (el caudal de entrada lateral); por otro lado en la ecuación de momentum se desprecian los términos de aceleración local, aceleración convectiva y presión, haciendo que la pendiente del lecho sea igual a la pendiente motriz ($S_0=S_f$): se supone en definitiva que las fuerzas de fricción y gravitacionales se compensan unas con otras. Al despreciar estos términos en las ecuaciones generales, estamos suponiendo un flujo uniforme y permanente.

La ecuación de momentum puede expresarse también como: $A = \alpha Q^\beta$ (5)

²³ HOGGAN (1996)

Sabiendo que $S_0=S_f$ y que $R=A/P$, la ecuación de Manning quedará de la siguiente manera:

$$Q = \frac{1,49 \cdot S_0^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \cdot A^{5/3} \quad (6); \text{ despejando A: } A = \left(\frac{n \cdot P^{2/3}}{1,49 \cdot \sqrt{S_0}} \right)^{3/5} \cdot Q^{3/5} \quad (7)$$

Por lo tanto, los valores de α y β se escriben: $\alpha = \left(\frac{n \cdot P^{2/3}}{1,49 \cdot \sqrt{S_0}} \right)^{0,6}$ y $\beta = 0,6$

La ecuación de continuidad tiene como variables dependientes A y Q , pero A puede eliminarse diferenciando la ecuación (5) en función de α y β .

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \alpha \beta Q^{\beta-1} \left(\frac{\partial Q}{\partial t} \right) \quad (8)$$

Sustituyendo este valor en la ecuación (3): $\frac{\partial Q}{\partial x} + \alpha \beta Q^{\beta-1} \left(\frac{\partial Q}{\partial t} \right) = q \quad (9)$

Como las ondas cinemáticas resultan de cambios en Q , un incremento en el flujo, dQ , puede escribirse como:

$$dQ = \frac{\partial Q}{\partial x} dx + \frac{\partial Q}{\partial t} dt \quad (10); \text{ Dividiendo (10) entre } dx \text{ y reordenando:}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{dt}{dx} \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{dQ}{dx} \quad (11); \text{ Las ecuaciones (9) y (11) son iguales entre sí:}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (12) \text{ y } \frac{dx}{dt} = \frac{1}{\alpha \beta Q^{\beta-1}} \quad (13)$$

Diferenciando (5) y reordenando, se llega a:

$$\frac{dQ}{dA} = \frac{1}{\alpha \beta Q^{\beta-1}} \quad (14); \text{ Comparando (13) con (14) puede concluirse que:}$$

$$\frac{dx}{dt} = \frac{dQ}{A} = C_K \quad (15)$$

Donde C_K es la celeridad de la onda cinemática. Las ecuaciones (12) y (15), son las ecuaciones características de la onda cinemática, que desde el punto de vista físico equivalen a las ecuaciones de continuidad y de momentum respectivamente.

Un observador moviéndose a una velocidad $dx/dt=c_K$ con el flujo vería que el caudal se incrementa a una tasa de $dQ/dx=q$. Si $q=0$, el observador vería un caudal constante.

4.5.4.4.- PARÁMETROS DE LOS HIDROGRAMAS EN LAS INTERCUENCAS

Intercuenca	A _i (km ²)	A _p (km ²)	A _p (%)	J _p (%)	L _v (m)	L ₀ (m)	J ₀ (%)	n
ZAI1-i	1,0830	0,0907	8,37	3,67	1085	461	5,69	0,10
ZAI1-d		0,9923	91,63	4,77		1175	3,30	0,10
ZAI1-1-i	0,3227	0,1715	53,15	1,55	893	309	0,64	0,08
ZAI1-1-d		0,1512	46,85	6,09		332	7,18	0,05
ZAI2-i	1,4943	0,4003	26,79	1,52	1963	408	1,72	0,05
ZAI2-d		1,0940	73,21	4,53		1062	2,64	0,05
ZAI3-i	2,2810	1,2203	53,50	10,78	2395	635	5,18	0,15
ZAI3-d		1,0608	46,50	15,37		1281	15,66	0,07
ZAI1-4-i	1,6777	1,3365	79,66	19,66	2182	1745	18,44	0,31
ZAI1-4-d		0,3412	20,34	26,61		289	32,01	0,35
ZAI1-3-i	0,9448	0,2531	26,78	4,56	964	718	7,43	0,06
ZAI1-3-d		0,6918	73,22	0,92		1190	1,02	0,06
ZAI2-3-i	4,4459	0,8821	19,84	1,48	2682	1383	1,84	0,06
ZAI2-3-d		3,5638	80,16	8,11		2241	6,77	0,05
ZAI3-3-i	5,3696	3,2346	60,24	4,60	4886	1833	5,43	0,05
ZAI3-3-d		2,1349	39,76	0,52		683	0,83	0,05
ZAI4-3-i	0,8539	0,5552	65,01	0,27	918	995	0,12	0,05
ZAI4-3-d		0,2987	34,99	0,36		684	1,56	0,06
ZAI5-3-i	4,4995	0,6222	13,83	0,90	3666	429	1,96	0,05
ZAI5-3-d		3,8773	86,17	1,69		2265	1,66	0,08
ZAI4-i	1,1225	0,6758	60,21	2,26	1683	963	3,22	0,05
ZAI4-d		0,4467	39,79	0,28		1325	0,37	0,05
ZAI5-i	1,6653	1,3290	79,80	7,38	957	1770	5,43	0,05
ZAI5-d		0,3364	20,20	0,53		886	0,32	0,07
ZAI6-i	0,6740	0,3261	48,38	4,21	745	534	2,97	0,05
ZAI6-d		0,3479	51,62	1,43		924	1,26	0,06
ZAI1-6-i	4,9396	1,1695	23,68	2,78	3813	1178	6,34	0,12
ZAI1-6-d		3,7701	76,32	5,01		2644	3,83	0,12
ZAI7-i	5,6559	2,2429	39,66	10,03	4474	1744	9,11	0,36
ZAI7-d		3,4129	60,34	17,38		2708	12,08	0,09
AYI1-i	3,2427	1,9731	60,85	12,00	2313	2710	8,37	0,15
AYI1-d		1,2696	39,15	4,09		1371	4,42	0,15
AYI2-i	6,6305	3,6423	54,93	11,37	2588	2872	8,97	0,15
AYI2-d		2,9882	45,07	6,54		2618	3,59	0,15
AYI3-i	5,6550	3,6129	63,89	16,95	2810	2625	10,90	0,15
AYI3-d		2,0422	36,11	9,56		1724	8,31	0,15
AYI4-i	0,2135	0,1338	62,65	15,93	255	688	16,10	0,15
AYI4-d		0,0797	37,35	5,13		434	4,71	0,15

Intercuenca	A_i (km ²)	A_p (km ²)	A_p (%)	J_p (%)	L_v (m)	L_o (m)	J_o (%)	n
AYI5-i	5,2406	1,2577	24,00	19,88	2588	1039	9,21	0,15
AYI5-d		3,9829	76,00	11,08		2139	7,48	0,15
AYI6-i	5,7427	4,8156	83,86	22,29	2785	2777	15,98	0,15
AYI6-d		0,9271	16,14	17,47		1131	10,79	0,15
TF-i	3,9699	1,7248	43,45	4,35	2251	2093	7,59	0,15
TF-d		2,2451	56,55	5,26		2389	4,57	0,15

donde: A_I Área de la intercuenca
 A_p Área de cada plano de intercuenca
 J_p Pendiente media de cada plano
 L_v Longitud de la vaguada
 L_o Longitud característica del plano
 J_o Pendiente correspondiente a L_o
 n Número de Manning²⁴

²⁴ valores de n de Manning tomados de HOGGAN, D.H. (1976)

4.6.- TRÁNSITO DE AVENIDAS

La conducción o tránsito de avenidas es un procedimiento para determinar el hidrograma en un punto de un curso de agua utilizando hidrogramas conocidos o supuestos en uno o más puntos aguas arriba. El tránsito de caudales puede considerarse como un análisis para seguir el caudal a través de un sistema hidrológico²⁵.

Para llevar a cabo la conducción existen dos tipos de métodos; los denominados **métodos hidráulicos** que emplean para su desarrollo la formulación completa de las ecuaciones de conservación de la energía y la ecuación de variación de la cantidad de movimiento o momentum (ecuaciones de Saint-Venant), y los **métodos hidrológicos** que utilizan una formulación aproximada de la ecuación de la conservación de la masa, que queda reducida a una relación entre el almacenamiento y el caudal de salida. Son evidentemente menos precisos que los métodos hidráulicos, pero su facilidad de aplicación ha contribuido a su extensión²⁶.

Se describen a continuación los dos tipos de tránsito hidrológico empleados; método de Puls modificado (para embalses) y método de Muskingum-Cunge (para canales artificiales y naturales).

4.6.1.- TRÁNSITO EN CANALES

4.6.1.1.- MÉTODO DE MUSKINGUM CUNGE

Este método, desarrollado por Cunge introdujo una mejora al método Muskingum en el cual se basa. La mejora radica en que si los intervalos de simulación son adecuados, en función de la longitud del tramo en estudio, el método Muskingum adquiere precisión comparable a la de algunos métodos hidráulicos. El valor del caudal transitado según el método de Muskingum es el siguiente:

$$O_t = \left(\frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \right) I_t + \left(\frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \right) I_{t-1} + \left(\frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} \right) O_{t-1} \quad (1)$$

donde:	O_t	Valor del caudal transitado en el instante t
	I_t	Valor del caudal de entrada en el instante t
	Δt	Intervalo de tiempo considerado en la simulación
	I_{t-1}	Valor del caudal de entrada en el instante t-1
	O_{t-1}	Valor del caudal transitado en el instante t-1
	K	Valor del tiempo de tránsito de la onda de avenida en el tramo
	X	Factor de ponderación adimensional

²⁵ CHOW et al. (1983)

²⁶ MINTEGUI (1991)

El modelo de Muskingum-Cunge obtiene unos valores de K y X a partir de la resolución de las siguientes expresiones de la ecuación de continuidad y del momentum:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2) \quad Sf = So - \frac{\partial y}{\partial x} \quad (3)$$

Combinando estas ecuaciones empleando una aproximación lineal, se obtiene la ecuación de la difusión convectiva:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + c \cdot q \quad (4)$$

A su vez:

$$c = \frac{dQ}{dA} \quad (5) \quad \mu = \frac{Q}{2BS_o} \quad (6)$$

donde: c Celeridad de la onda
 μ Difusividad hidráulica
 A Sección mojada
 B Anchura de la lámina de agua libre
 x Distancia en el eje longitudinal del tramo
 t Tiempo
 S_f Pendiente de la línea de energía
 S_o Pendiente longitudinal del tramo
 q Caudal lateral

Una aproximación por diferencias finitas de la ecuación 4 combinada con la ecuación 1, nos da como resultado:

$$O_t = C_1 I_{t-1} + C_2 I_t + C_3 O_{t-1} + C_4 (q \cdot \Delta x) \quad (7)$$

Los coeficientes son:

$$C_1 = \frac{\frac{\Delta t}{K} + 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad C_2 = \frac{\frac{\Delta t}{K} - 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad C_3 = \frac{2(1-X) \frac{\Delta t}{K}}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad C_4 = \frac{2 \frac{\Delta t}{K}}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \quad (8)$$

Los parámetros K y X se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad (9) \quad X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{BS_o \cdot c \cdot \Delta x} \right) \quad (10)$$

Al ser c, Q y B variables en el tiempo, lo serán también los coeficientes. Por esta razón se debe recalcular el valor de O_t para cada intervalo de tiempo. El intervalo de tiempo puede ponerse en función del intervalo de espacio: $\Delta x = c \cdot \Delta t$

El valor de Δx debe cumplir que: $\Delta x < \frac{1}{2} \left(c \cdot \Delta t + \frac{Q_o}{B \cdot S_o \cdot c} \right)$

Donde Q_o es un caudal de referencia, calculado a partir del hidrograma de entrada como sigue:

$$Q_o = Q_B + \frac{1}{2}(Q_{pico} - Q_B)$$

donde: Q_p Caudal punta
 Q_B Caudal base

Los parámetros para el tránsito son obtenidos a partir de las características geométricas y físicas del tramo de tránsito, así los valores de S_o y B son obtenidos a partir de la ecuación de Manning, empleando coeficientes de rugosidad (n) en función de las características físicas del tramo de tránsito. Consúltase el ANEXO 8

4.6.1.2.- PARÁMETROS PARA EL TRÁNSITO

Los parámetros para el tránsito en cada uno de los tramos son los siguientes:

Hidrogramas		Parámetros					
transitados por	desde	L (m)	P (%)	n	Sección	a (m)	t (a/l)
ZAI1	ZAS1	1085	1,664	0,120	TRAP	6	1/4
ZAI1-1	ZAS1-1	893	1,205	0,120	TRAP	6	1/4
ZAI2	P1	1963	0,994	0,120	TRAP	6	1/4
ZAS3	P2	8787	0,681	0,120	TRAP	7	1/4
ZAI3	P3	2395	0,385	0,120	TRAP	8	1/4
canal	ZAS5	6443	0,130	0,015	TRAP	4	1/2
ZAS2-2	ZAS1-2	5673	2,054	0,120	TRAP	8	1/4
ZAS6	ULLIBA	4272	1,924	0,120	TRAP	12	1/4
ZAI1-4	ALBINA	2182	8,602	0,120	TRAP	4	1/4
ZAS2-4	ZAS1-4	5309	17,814	0,120	TRAP	6	1/4
ZAS6-4	URRUNA	11054	3,410	0,050	TRAP	12	1/4
ZAS7	PT4	2503	1,467	0,120	TRAP	12	1/4
ZAI1-3	ZAS1-3	964	1,567	0,120	TRAP	5	1/4
ZAI2-3	P1-3	2682	1,113	0,120	TRAP	5	1/4
ZAI3-3	P2-3	4886	0,699	0,120	TRAP	6	1/4
ZAI4-3	P3-3	918	0,230	0,120	TRAP	6	1/4
ZAI5-3	P4-3	3666	0,227	0,120	TRAP	6	1/4
ZAS11	PT3	6270	0,202	0,120	TRAP	12	1/4
ZAS11	ZAS12	610	0,002	0,120	TRAP	12	1/4
ZAS11	ZAS14	6301	0,001	0,,015	CIRC	2	
ZAS11	Node3	6202	0,001	0,015	CIRC	2	

Hidrogramas		Parámetros					
transitados por	desde	L (m)	P (%)	n	Sección	a (m)	t (a/l)
ZAS13	ZAS15	3035	0,001	0,015	CIRC	2	
ZAS13	P8	2316	0,632	0,120	TRAP	12	1/4
ZAI4	P9	1683	0,073	0,120	TRAP	12	1/4
ZAS18	P10	3503	0,514	0,150	TRAP	13	1/4
ZAS2-5	ZAS1-5	4322	5,792	0,120	TRAP	6	1/4
ZAS3-5	P1-5	5268	1,091	0,120	TRAP	6	1/4
ZAS4-5	P2-5	8312	1,607	0,120	TRAP	6	1/4
ZAS5-5	P3-5	7220	0,506	0,120	TRAP	6	1/4
ZAI5	PT5	957	0,617	0,120	TRAP	13	1/4
ZAS1-6	ZAK1-6	3901	0,022	0,100	TRAP	5	1/4
ZAS2-6	ZAK2-6	3073	0,011	0,100	TRAP	5	1/4
ZAI1-6	P1-6	3813	0,692	0,100	TRAP	8	1/4
ZAI6	PT6	745	0,499	0,050	TRAP	14	1/4
ZAI7	P13	4474	1,963	0,120	TRAP	14	1/4
ZAS21	P14	9983	3,231	0,050	TRAP	15	1/4
ZAS21	ZAK21	9361	0,053	0,050	TRAP	5	1/4
ZAS22	P15	5124	1,040	0,050	TRAP	15	1/4
ZAS23	P16	9476	2,192	0,050	TRAP	15	1/4
AYS3	P1-7	3858	0,977	0,100	TRAP	6	1/4
AYS5	P2-7	3717	1,332	0,120	TRAP	6	1/4
AYI1-d	P3-7	2313	1,262	0,120	TRAP	7	1/4
AYI2-d	P4-7	2896	0,946	0,120	TRAP	7	1/4
AYI3-d	P5-7	2810	1,172	0,120	TRAP	9	1/4
AYI4-d	P6-7	255	0,001	0,120	TRAP	9	1/4
AYI5-d	P7-7	2588	2,638	0,120	TRAP	9	1/4
AYI6-d	P8-7	2785	1,710	0,120	TRAP	11	1/4
AYS13	P9-7	5930	1,472	0,100	TRAP	11	1/4
AYS15	P10-7	7241	0,762	0,120	TRAP	11	1/4
TF	PT7	2251	0,906	0,120	TRAP	18	1/4

donde: L Longitud del tránsito en m
P Pendiente media del tramo en tránsito
n Valor del coeficiente de rugosidad de Manning
Sección Sección del tramo en tránsito. Trapezoidal o circular
a Anchura de la base en el caso de sección trapezoidal.
t Taludes de la sección trapezoidal (alto/largo)

AL carecer de una batimetría se adopta una sección trapezoidal con taludes laterales constantes 1/4 para la totalidad de los tramos modelizados en el tránsito. Haciendo variable

la anchura de la base. La futura modelización hidráulica de los tramos se encargará de modificar este aspecto.

4.6.2.- TRÁNSITO EN EMBALSES

4.6.2.1.- MÉTODO DE PULS MODIFICADO

La conducción en embalses se basa en la formulación discretizada de la ecuación de continuidad, junto con una descripción del caudal de salida en función del volumen de agua embalsado, ya que en situaciones de avenida el caudal de salida coincide normalmente en su mayor parte con el caudal aliviado y éste depende de la cota alcanzada por las aguas en función del nivel de almacenamiento.²⁷

El método empleado para el tránsito de las avenidas, es el denominado *método de Puls Modificado*. Este procedimiento calcula el hidrograma de flujo de salida desde un embalse con una superficie de agua horizontal, dado su hidrograma de entrada y sus características de almacenamiento/caudal (S/Q). Su fundamento es el siguiente:

El horizonte del tiempo se divide en intervalos de duración Δt , indexados por j , es decir $t=0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, j\Delta t, (j+1)\Delta t, \dots$, y la ecuación de continuidad se integra sobre cada intervalo de tiempo. De esta forma para el j -ésimo lapso de tiempo tenemos:

$$\int_{S_j}^{S_{j+1}} dS = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t)dt$$

Los valores del flujo de entrada al inicio y al final del j -ésimo intervalo son I_j e I_{j+1} , respectivamente, y los correspondientes valores del caudal de salida son Q_j y Q_{j+1} . Si la variación de los caudales de entrada y de salida a lo largo del intervalo es aproximadamente lineal, el cambio en el almacenamiento en el intervalo, $S_{j+1}-S_j$, puede hallarse rescribiendo la anterior ecuación en su expresión discretizada:

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

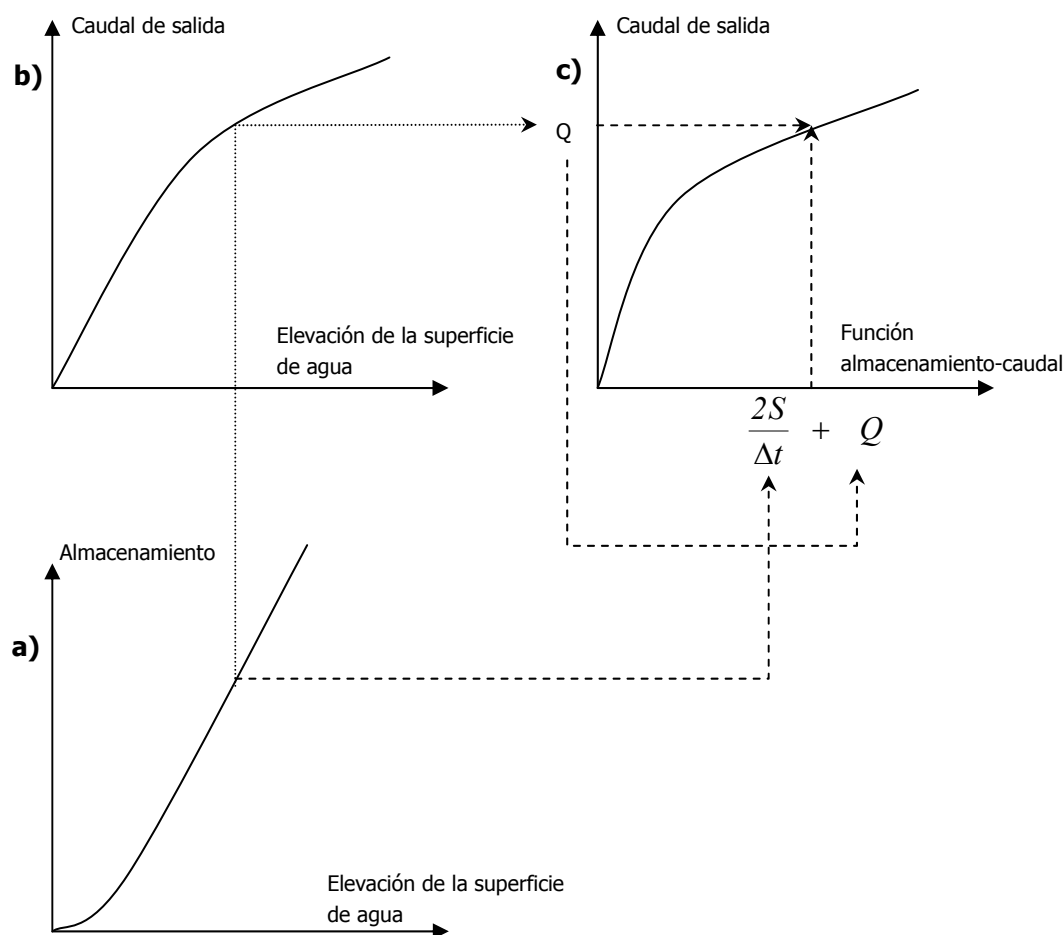
Esta ecuación tiene dos incógnitas, Q_{j+1} y S_{j+1} , que pueden aislarse multiplicando la expresión anterior por $2/\Delta t$, y reordenando el resultado, para obtener:

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) = (I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2S_{j-1}}{\Delta t} - Q_j \right)$$

Con el fin de calcular el caudal de salida, Q_{j+1} , a partir de la anterior ecuación se necesita una función de *almacenamiento - caudal de salida* que relacione $2S/\Delta t + Q$ y Q . El

²⁷ MINTEGUI (1991)

método para desarrollar esta función utilizando las relaciones elevación - almacenamiento y elevación caudal de salida se muestran en la siguiente figura²⁸.



El valor de Δt se toma como el intervalo de tiempo usado en el hidrograma del caudal de entrada. Para un valor dado de la elevación de la superficie de agua, se determinan los valores de almacenamiento S y del caudal de salida Q (partes a) y b)) de la anterior figura, luego se calcula el valor de $2S/\Delta t + Q$ y se dibuja en el eje horizontal de una gráfica con el valor del caudal de salida Q en el eje vertical.

Durante el tránsito de flujo a través del intervalo de tiempo j , todos los términos de la parte derecha de la ecuación anterior son conocidos, luego el resto de los valores pueden calcularse. El valor correspondiente a Q_{j+1} se determina a partir de la función almacenamiento-caudal de salida $2S/\Delta t + Q$ vs Q , ya sea gráficamente o por interpolación lineal de unos valores dados en forma de tabla. El valor de $2S_{j+1}/\Delta t - Q_{j+1}$ se calcula utilizando:

²⁸ CHOW et al. (1994); AYUSO (1990)

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1} \right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) - 2Q_{j+1}$$

Este cálculo se repite para los subsiguientes períodos de tránsito²⁹.

Para la modelización de los embalses se ha empleado la relación cota de la lámina de agua en el embalse vs caudal de salida y la relación cota de la lámina de agua vs almacenamiento obtenida a partir de la cartografía digital existente a escala 1/25000.

Aparte de la laminación producida por el almacenamiento en el embalse se implementó el método de Puls modificado para el tránsito de las ondas de avenida por las colas de los embalses de forma que se pueda contemplar el retardo de dichas ondas al atravesar el embalse. Este modelo de tránsito es análogo al descrito en el epígrafe 4.5.1.1. usando además los mismos parámetros.

4.6.2.2.- MODELOS DE EMBALSE. CONSIDERACIONES PREVIAS.

Otro de los aspectos interesantes en la modelización de las subcuencas que incluyen embalses es la estimación del tiempo invertido por la onda de avenida desde su entrada hasta su salida en el embalse por los aliviaderos.

Por otro lado, los embalses suelen ser puntos de confluencia donde son recibidas las ondas de avenida transitadas por distintos tramos fluviales. Normalmente la entrada de estas ondas en el embalse está asincronizada, es decir, los picos de las ondas de avenida no tienen por qué coincidir en la entrada del embalse. Esta falta de sincronía debida a las características físicas y geométricas de las cuencas aguas arriba de las entradas puede ser modificada por la forma del embalse, siendo interesante de cara a la modelización, el estudio del efecto de retardo en el tránsito de estas ondas³⁰.

La cola de un embalse tiende a hacerse más ancha y profunda en el sentido de aguas abajo, de forma que la laminación provocada por el tránsito de la onda se intensifica a medida que la onda avanza. Este tipo de tránsito es muy complejo si lo comparamos con el de un tramo fluvial, donde el calado y anchura pueden ser considerados fácilmente como constantes a lo largo de todo un tramo.

Para llevar a cabo la modelización de estos elementos se asumen las siguientes aproximaciones:

- El embalse se modeliza transformándolo en un número de piscinas igual al número de elementos que tributan al embalse incluyendo la propia cuenca donde se encuentra el embalse.
- Cada piscina tiene forma rectangular.

²⁹ CHOW et al. (1994)

³⁰ FERNÁNDEZ YUSTE (2001)

- El largo de cada piscina es igual a la longitud de cada cola medida en el lecho de la vaguada, desde su comienzo a la entrada de la subcuenca del embalse hasta la estructura laminadora.
- El ancho de cada piscina es el mismo y se obtiene como cociente de la superficie ocupada por la lámina de agua del embalse al 100% de capacidad y la suma de las longitudes de las piscinas.
- Cada una de las piscinas (cola del embalse) tiene una sección transversal de forma rectangular con anchura y rugosidad constantes. Al adoptar esta forma en la sección nos ponemos en el caso más desfavorable de cara a la laminación de la onda de avenida ya que minimizamos la capacidad laminadora del embalse, así como su almacenamiento.
- El criterio para definir el tiempo de concentración dentro de las subcuencas de los embalses atiende a considerar el punto hidráulicamente más alejado de los límites de la lámina de agua del embalse.

Las hipótesis de partida supuestas inicialmente en todas las simulaciones de este estudio son las siguientes:

- Todos los embalses están al 100% de su capacidad. Esta hipótesis nos pone en el caso más desfavorable de cara a la simulación ya que se minimiza la laminación por almacenamiento del embalse. Esta hipótesis refleja la situación actual motivada por la política gestora de estos embalses, tendente en los últimos años a maximizar el almacenamiento de agua.

Se consideran a partir de esta hipótesis tres situaciones que nos permiten analizar los resultados de la laminación de la avenida:

- **Situación 1, laminación normal:** los caudales máximos evacuados por los embalses de Ullibarri y Urrunaga son de 100 m³/s y 50 m³/s respectivamente, sin que se produzcan daños en su estructura. Esta situación reproduce los valores máximos del caudal de salida que tendrán los embalses después de las obras de reforma de los aliviaderos previstas.
- **Situación 2, laminación total:** los embalses laminan toda la avenida sin necesidad de evacuar ningún caudal. Se considera una capacidad de almacenamiento ilimitada en base a la cual se puede calcular el incremento de la lámina de agua respecto al valor inicial. Este incremento de cota es el recrecimiento que se debería dar a los aliviaderos de la presa para evitar el vertido libre de la lámina de agua.
- **Situación 3, sin laminación:** los embalses carecen de capacidad laminadora de forma que hay un vertido libre de la avenida. Esta situación producirá los valores máximos de los caudales punta de los hidrogramas aguas abajo de los embalses.

4.6.2.3.- MODELO DE EMBALSE PARA ULLIBARRI-GAMBOA

Relación cota vs almacenamiento		
Cota (m)	Superficie (ha)	Almacenamiento 1000·m ³
530	1185,20	0
540	1369,74	127747,0
550	2247,56	308612,0

Relación cota vs caudal de salida			
Cota (m)	Caudal (m ³ /s) laminación normal	Caudal (m ³ /s) laminación total	Caudal (m ³ /s) sin laminación
530,00	0	0	0
530,01	100	1	1000
550,00	100	1	1000

Dimensiones para el tránsito de avenidas			
Parámetros	ULLI1	ULLI2	ULLI3
Subcuenca tributaria	PT2	ZAS5	ZASE1
Longitud (m)	11382	11138	5691
Anchura (m)	835	835	835
Pendiente	0,0018	0,003	0,0018
Rugosidad lecho	0,035	0,035	0,035
Rugosidad márgenes	0,1	0,1	0,1

4.6.2.4.- MODELO DE EMBALSE PARA URRUNAGA

Relación cota vs almacenamiento		
Cota (m)	Superficie (ha)	Almacenamiento 1000·m ³
546	595,46	0,0
550	975,79	47137,5
560	1743,83	183118,5

Relación cota vs caudal de salida			
Cota (m)	Caudal (m ³ /s) laminación normal	Caudal (m ³ /s) laminación total	Caudal (m ³ /s) sin laminación
546,00	0	0	0
546,01	50	1	1000
560,00	50	1	1000

Dimensionamiento para el tránsito de avenidas				
Parámetros	URRU1	URRU2	URRU3	URRU4
Elemento tributario	ZAI1-4	P1-4b	P1-4a	ZASE2
Longitud (m)	3154	8218	5443	4109
Anchura (m)	385	385	385	385
Pendiente	0,0063	0,0024	0,0033	0,0024
Rugosidad lecho	0,035	0,035	0,035	0,035
Rugosidad márgenes	0,1	0,1	0,1	0,1

4.6.2.5.- MODELO DE EMBALSE PARA ALBINA

No se contempla la laminación por almacenamiento del embalse de Albina por ser muy pequeño. La modelización supone que este embalse está lleno y todo el flujo entrante, rebosa de forma directa por los vertederos. Solamente se contempla la laminación por tránsito de la onda de avenida.

Parámetros	ALBINA
Elemento tributario	ZASE1-4
Longitud (m)	3196
Anchura (m)	187
Pendiente	0,001
Rugosidad lecho	0,035
Rugosidad márgenes	0,1

4.7.- CASOS PARTICULARES

4.7.1.- MODELIZACIÓN DE SUBCUENCAS KÁRSTICAS

La presencia de zonas kársticas en la sierra de Badaya, aconseja estudiar éstas por separado³¹. Ante la imposibilidad material de realizar un estudio detallado de la influencia del karst en las avenidas, sólo vanos a aplicar la solución aproximada adoptada el P.I.P.I.

Se supone que en este karst el porcentaje de infiltración del agua precipitada es del 50%. Esta cantidad infiltrada inicialmente, es ajena al fenómeno de pérdidas, alimentando los manantiales de la subcuenca. El otro 50% de la precipitación se supone que escurre totalmente por la superficie de la zona kárstica, es decir a efectos de escorrentía superficial las cuencas kársticas son impermeables. En la parte no kárstica de la subcuenca se procederá de igual manera que con el resto de las subcuencas.

Este fenómeno afecta a cuatro de las subcuencas del modelo, de las cuales se ha segregado la parte correspondiente al karst. Ante la ausencia de datos precisos se supondrá que el caudal de salida del karst emerge aguas abajo de la sección de control que se sitúa en la vaguada principal de la subcuenca.

4.7.2.- TRASVASES

El flujo de la subcuenca ZAS5 se trasvasa totalmente por una canalización al embalse de Ullibarri-Gamboa. Esta canalización tiene por objeto incorporar agua al embalse como contrapartida de una concesión otorgada por el Consorcio de Aguas del Gran Bilbao al Ayuntamiento de Vitoria para surtir a la ciudad de agua. Aunque este canal, conocido como "canal del Alegría", intercepta flujo de otras subcuencas, supondremos para simplificar las simulaciones que el canal intercepta la totalidad del caudal generado en esta subcuenca.

El caudal generado por ZAS8 es desviado por un pequeño canal hasta la intercuenca ZAI5-3.

4.7.3.- DIVISORIAS ESPECIALES

En los planos puede verse como algunas de las divisorias han sido trazadas siguiendo un criterio distinto al topográfico.

- El aeropuerto de Foronda funciona como divisoria artificial entre las subcuencas ZAS5-5, ZAS12 y ZAS 13.

³¹ ARRATE JORRÍN (1994)

- Las divisorias de las intercuenas atravesadas con el cauce principal del Zadorra han sido trazadas de forma aproximada, usando como referencia el trazado utilizado en el P.I.P.I. y los puntos de cota de la nueva cartografía empleada.

4.7.4.- TRÁNSITO POR CANALIZACIONES Y COLECTORES

El canal del Alegría transita los caudales generados en ZAS5 como acaba de comentarse. El canal es de sección trapezoidal con taludes 2:1 y una anchura de 4 m en el lecho. Está revestido de hormigón de forma que se le ha asignado un coeficiente de rugosidad de $n=0,015$.

Los caudales generados en ZAS9, ZAS10, ZAS14 y ZAS15 son transitados a través de colectores de hormigón de sección circular con una diámetro de 2 m, a los que se les asigna un coeficiente de rugosidad de $n=0,015$.

4.8.- AGUACEROS DE DISEÑO

4.8.1.- OBJETIVOS

El aguacero de diseño es un episodio de precipitación de tipo sintético, con el que se realiza una primera simulación del modelo con el objeto de obtener los hidrogramas de avenida, tal y como expresa el esquema metodológico descrito en el apartado 4.2.

Un aguacero sintético es una precipitación hipotética, no ha sido observada ni registrada, pero reproduce los efectos más desfavorables, desde el punto de vista estadístico, de cara a la formación de avenidas dentro del modelo diseñado. Esto supone que el aguacero generará el hidrograma con mayor caudal punta y mayor duración. Este aguacero queda definido en el momento en el que son determinados su intensidad, duración y distribución temporal. Estos tres factores están íntimamente relacionados con la localización del aguacero en la cuenca y su extensión, siendo por lo tanto conveniente considerar aguaceros de cálculo que afecten a localizaciones con extensiones diferentes, que supondrán diferentes simulaciones.

4.8.2.- SIMULACIONES

Las simulaciones a realizar con el modelo se realizarán en los grupos de simulación ya aludidos en el epígrafe 4.3.4.

Cada simulación está caracterizada por:

- Una duración característica del aguacero, que dependerá del grupo de cuenca considerado.
- Una distribución temporal típica, que dependerá de la duración.
- Una cantidad total precipitada para cada unidad elemental del grupo de simulación que dependerá de su situación geográfica, duración de aguacero y horizonte temporal considerado (período de retorno). Esta cantidad precipitada variará en función del período de retorno.

4.8.2.1.- DURACIÓN DE LOS AGUACEROS

La duración del aguacero de cálculo dentro de cada grupo, debe ser tal que produzca la avenida más desfavorable. A esta duración la llamaremos duración característica. En pe-

queñas cuencas, cuando la intensidad del aguacero es constante, la duración característica del aguacero de cálculo es igual a la del tiempo de concentración de la cuenca³².

No es posible utilizar las fórmulas clásicas para el cálculo del tiempo de concentración en las cuencas del modelo, ya que fueron diseñadas para su empleo en pequeñas cuencas, con superficies menores de 75 km². Por esta razón el PIPI utilizó un método aproximado para obtener las duraciones características.

Este método determina de forma visual la duración del aguacero, a partir de una simulación del modelo elaborado, con una precipitación de intensidad constante en toda la superficie de la cuenca. Esta precipitación ha de ser lo suficientemente duradera como para asegurar la formación de escorrentía en la totalidad de la cuenca. Posteriormente se obtiene el hidrograma en cada uno de los puntos de control fijados en cada grupo de simulación. Se construye el hidrograma acumulado, también llamado hidrograma en S, y sobre las gráficas se estudia el punto a partir del cual se estabiliza el hidrograma. Este punto nos da la duración característica de cada aguacero en esa cuenca.

El criterio para determinar el punto en el cual se estabiliza el hidrograma es totalmente visual, pudiendo variar de un observador a otro. Este tipo de métodos son usados de forma análoga para separar el caudal base de un hidrograma observado.³³

La precipitación que se considera para el cálculo de la duración característica tiene una duración de 6 horas con una intensidad constante de 16,66 mm/h, cayendo un total de 100 mm. Los resultados aparecen en la siguiente tabla. Para el "grupo de simulación i" se diseñó una precipitación de 48 horas con el fin de registrar los efectos de un aguacero con una duración excesiva sobre la totalidad de la cuenca.

Grupo	Cuenca afectada	Punto control	Superficie (km ²)	Duración (horas)
a	Subcuencas de cabecera		< 70	6
b	Cuenca del embalse de Ullibarri Gamboa	P5	284,509	24
c	Cuenca del embalse de Urrunaga	P2-4	139,543	24
d	Cuenca del río Alegría	P5-3	124,005	20
e	Cuenca del río Zayas	P4-5	54,704	18
f	Cuenca del río Ayuda	P11-7	308,021	29
g	Cuenca del río Zadorra	PT5	838,635	36
h	Cuenca del río Zadorra	P17	1048,257	45
i	Cuenca del río Zadorra	TF	1360,248	48

Los organismos internacionales, entre ellos la Organización Mundial de Meteorología, recomiendan aplicar un coeficiente reductor sobre los aguaceros que suceden sobre una superficie mayor de 25 km². La razón de esta reducción está en considerar que la lluvia

³² MARTÍNEZ DE AZAGRA y NAVARRO HEVIA (1996)

³³ MINTEGUI (1991)

que cae en una cuenca deja de ser homogénea en toda ella a medida que la superficie aumenta. Los aguaceros medidos espacialmente mediante pluviógrafos adecuados, suelen tener un centro o foco móvil donde la intensidad de la lluvia es máxima, decreciendo progresivamente con la distancia a dicho centro.

En la siguiente tabla aparecen los coeficientes de reducción aplicados a la superficie de cada una de las unidades elementales de cada grupo de simulación. Se ha decidido no aplicar el coeficiente reductor a las subcuencas del grupo de simulación a.

Grupo	Cuenca afectada	Superficie (km ²)	Duración (horas)	C _R
a	Subcuencas de cabecera	< 70	6	1
b	Cuenca del embalse de Ullibarri	284,509	24	0,927
c	Cuenca del embalse de Urrunaga	139,543	24	0,952
d	Cuenca del río Alegría	124,005	20	0,950
e	Cuenca del río Zayas	54,704	18	0,981
f	Cuenca del río Ayuda	308,021	29	0,923
g	Cuenca del río Zadorra hasta PT5	838,635	36	0,878
h	Cuenca del río Zadorra hasta P17	1048,257	45	0,868
i	Cuenca del río Zadorra	1360,248	48	0,851

El coeficiente de reducción por área se ha obtenido del *"Manual for estimation of Probable Maximun Precipitation"*³⁴. Esta publicación ofrece un gráfico con una serie de curvas, una para cada duración de aguacero, a partir de las cuales se obtiene el coeficiente de reducción entrando en el eje de abcisas con valor del área de la zona, y obteniendo el valor del coeficiente en el eje de ordenadas. Las curvas empleadas aparecen en el ANEXO 5.

4.8.3.- RECOPIACIÓN DE DATOS METEOROLÓGICOS

Para la realización del estudio, hemos de contar con datos de precipitaciones, a partir de los cuales obtendremos los yetogramas de diseño. Para ello se realiza una selección de estaciones y datos.

4.8.3.1.- ESTACIONES METEOROLÓGICAS EMPLEADAS

Para la elaboración del estudio se ha recurrido a las estaciones meteorológicas incluidas en la cuenca objeto de estudio y algunas externas, pero que por razones de proximidad, era necesario considerar para la realización de posteriores tareas.

³⁴ CHOW et al. (1994)

Las series temporales de datos que nos deben permitirnos definir los parámetros representativos de la zona de estudio; por esta razón la OMM³⁵ recomienda un período uniforme de al menos 30 años de observación. Este período ha sido recientemente ampliado para las precipitaciones fijándose entre los 40 y 50 años³⁶. Son muy pocas las estaciones que satisfacen con este requisito; por esta razón, si queremos contar con una buena representación de estaciones, debemos ser menos exigentes y reducir este período. Hemos fijado como período mínimo de observación 13 años. La estación 9096, (Ullibarri-Gamboa) cuenta con un pluviógrafo que abarca un período de observación de 12 años consecutivos.

La selección de estaciones parte de un listado con 79, de ellas 22 han sido descartadas por la escasez de años completos de observación.

La relación de estaciones empleadas puede consultarse en el ANEXO 5.

4.8.3.2.- DATOS EMPLEADOS

Se ha trabajado con las siguientes variables:

- Precipitación máxima diaria (de 7:00 a 7:00)
- Precipitación media mensual
- Temperatura media mensual
- Temperaturas máxima y mínima absolutas mensuales
- Temperaturas media de las máximas y media de las mínimas

La primera variable es la de mayor importancia, ya que con ella se obtendrán las precipitaciones máximas en 24 horas. Las seis variables restantes son accesorias y han servido para realizar una caracterización climática de la cuenca. Véase el ANEXO 6.

También hacemos uso de las bandas pluviográficas de la estación meteorológica de Ullibarri-Gamboa para definir aguaceros con duraciones inferiores a las 24 horas.

4.8.4.- PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS

El objetivo de este apartado es estimar mediante un método estadístico, la máxima precipitación que se registraría en un día, en cada una de las unidades.

Mediante el ajuste de las series temporales a funciones de distribución, estas precipitaciones son extrapoladas a horizontes de tiempo de 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1.000 años.

El siguiente paso es determinar, apoyándonos en los datos de un pluviógrafo, la precipitación máxima acaecida en un período de tiempo variable.

³⁵ Organización Mundial de Meteorología

³⁶ Ministerio de Medio Ambiente 1996

El método empleado para la determinación de las precipitaciones máximas diarias, aparece explicado con todo detalle en MARTÍNEZ DE AZAGRA Y NAVARRO (1996), razón por la cual se omite en esta memoria.

4.8.4.1.- AJUSTE DE FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN

FISHER Y TIPPET (1928) demostraron que las distribuciones de valores extremos seleccionados de conjuntos de muestras de cualquier distribución de probabilidad convergen en una de las tres formas de distribuciones de valor extremo, (llamadas tipo I, II y III respectivamente) cuando el número de valores extremos es grande. Las propiedades de las tres formas limitantes fueron desarrolladas en mayor detalle por GUMBEL (1941) para el tipo I, por FRECHET (1927) para el tipo II, y por WEIBULL (1939) para el tipo III³⁷.

Las tres distribuciones citadas son casos particulares de una única función denominada como distribución de Valor Extremo General (GEV), que se expresa como sigue:

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - k \frac{x - \mu}{\alpha} \right)^{\frac{1}{k}} \right]$$

En el caso de los valores de precipitaciones máximas diarias, la distribución más ampliamente usada es la de Gumbel³⁸. Tiene la aptitud de reproducir las propiedades estadísticas de las series de máximos hidrológicos mejor que otras distribuciones más tradicionales³⁹

La GEV-I o función de Gumbel se expresa como:

$$F(x) = \exp \left[- \exp(-\alpha(x - \mu)) \right]$$

Los estimadores de α y μ , obtenidos mediante el método de los momentos, son:

$$\alpha = \frac{1,28255}{S} ; \quad \mu = \bar{P} - \frac{0,5772}{\alpha}$$

Siendo S y \bar{P} la cuasidesviación típica y la media aritmética de la serie de precipitaciones máximas diarias empleadas.

$$S = \sqrt{\frac{(\bar{P} - P_i)^2}{n-1}} \text{ para } n < 30 ; \quad S = \sqrt{\frac{(\bar{P} - P_i)^2}{n}} \text{ para } n \geq 30$$

El ajuste a la función de Gumbel es validado mediante el test de Kolmogorov-Smirnov, empleando un nivel de significación del 99%. Todas las series ajustadas han sido validadas en el primer análisis sin necesidad de excluir ningún dato de las series.

³⁷ CHOW et. al. (1994)

³⁸ VV. AA.. (1992)

³⁹ ROSSI et al. (1984); FERRER POLO y ARDILES LÓPEZ (1995)

4.8.4.2.- AJUSTE DE LAS SERIES DE DATOS A LA FUNCIÓN DE GUMBEL

Resultados del ajuste de la función de Gumbel. Valores de PMd ⁴⁰ en mm									
Estación	Parámetros		Período de Retorno						
	α	μ	5	10	25	50	100	500	1000
9069	0,07080	29,93300	51,1	61,7	75,1	85,0	94,9	117,7	127,5
9069 A	0,07029	35,48855	56,8	67,5	81,0	91,0	100,9	123,9	133,8
9072	0,06048	49,97719	74,8	87,2	102,9	114,5	126,0	152,7	164,2
9072 A	0,04986	52,33029	82,4	97,5	116,5	130,6	144,6	177,0	190,9
9072 B	0,07799	55,11693	74,3	84,0	96,1	105,1	114,1	134,8	143,7
9072 C	0,08664	49,18960	66,5	75,2	86,1	94,2	102,3	120,9	128,9
9072 D	0,10058	44,50683	59,4	66,9	76,3	83,3	90,2	106,3	113,2
9072 E	0,07817	46,10998	65,3	74,9	87,0	96,0	105,0	125,6	134,5
9072 G	0,05235	53,75572	82,4	96,7	114,9	128,3	141,6	172,4	185,7
9072 H	0,07817	46,10998	65,3	74,9	87,0	96,0	105,0	125,6	134,5
9072 I	0,06961	49,49347	71,0	81,8	95,4	105,5	115,6	138,8	148,7
9082 O	0,10734	40,77287	54,7	61,7	70,6	77,1	83,6	98,7	105,1
9072 X	0,08691	35,99398	53,3	61,9	72,8	80,9	88,9	107,5	115,5
9073 I	0,05726	39,46586	65,7	78,8	95,3	107,6	119,8	148,0	160,1
9074	0,06692	41,00986	63,4	74,6	88,8	99,3	109,8	133,9	144,2
9074 B	0,09969	36,40249	51,4	59,0	68,5	75,5	82,5	98,7	105,7
9074 C	0,05473	43,85347	71,3	85,0	102,3	115,1	127,9	157,4	170,1
9074 E	0,06976	45,56959	67,1	77,8	91,4	101,5	111,5	134,6	144,6
9074 F	0,06740	41,90260	64,2	75,3	89,4	99,8	110,2	134,1	144,4
9074 O	0,09458	36,41967	52,3	60,2	70,2	77,7	85,1	102,1	109,5
9074 R	0,07341	44,79465	65,2	75,4	88,4	97,9	107,5	129,4	138,9
9076	0,06272	43,48817	67,4	79,4	94,5	105,7	116,8	142,6	153,6
9076 G	0,08714	32,19193	49,4	58,0	68,9	77,0	85,0	103,5	111,5
9077 E	0,06528	58,03972	81,0	92,5	107,0	117,8	128,5	153,2	163,8
9078	0,06771	48,33142	70,5	81,6	95,6	106,0	116,3	140,1	150,3
9078 A	0,09204	50,46024	66,8	74,9	85,2	92,9	100,4	118,0	125,5
9080	0,07144	45,03097	66,0	76,5	89,8	99,6	109,4	132,0	141,7
9080 C	0,09947	42,68742	57,8	65,3	74,8	81,9	88,9	105,2	112,1
9081	0,07995	41,20018	60,0	69,3	81,2	90,0	98,7	118,9	127,6
9083	0,07514	44,72106	64,7	74,7	87,3	96,6	105,9	127,4	136,6
9085 C	0,09982	39,30264	54,3	61,8	71,3	78,4	85,4	101,6	108,5
9085 I	0,08168	36,28364	54,6	63,8	75,4	84,1	92,6	112,4	120,8
9086	0,09676	36,78208	52,3	60,0	69,8	77,1	84,3	101,0	108,2
9087	0,09879	36,83249	52,0	59,6	69,2	76,3	83,4	99,7	106,8
9087 A	0,10057	35,00413	49,9	57,4	66,8	73,8	80,7	96,8	103,7
9088 H	0,10062	36,10021	51,0	58,5	67,9	74,9	81,8	97,9	104,7
9088 I	0,12415	38,73316	50,8	56,9	64,5	70,2	75,8	88,8	94,4
9089	0,08263	50,69473	68,8	77,9	89,4	97,9	106,4	125,9	134,3

⁴⁰ PMd = Precipitación máxima diaria

Resultados del ajuste de la función de Gumbel. Valores de PMd ⁴⁰ en mm									
Estación	Parámetros		Período de Retorno						
	α	μ	5	10	25	50	100	500	1000
9089 C	0,07001	51,32703	72,8	83,5	97,0	107,1	117,0	140,1	150,0
9091	0,04108	53,67723	90,2	108,5	131,5	148,7	165,7	204,9	221,8
9091 I	0,09226	35,85813	52,1	60,2	70,5	78,2	85,7	103,2	110,7
9091 O	0,07217	40,10583	60,9	71,3	84,4	94,2	103,8	126,2	135,8
9092	0,08034	49,31867	68,0	77,3	89,1	97,9	106,6	126,7	135,3
9092 C	0,05113	37,81735	67,2	81,8	100,4	114,1	127,8	159,3	172,9
9092 E	0,06307	41,06198	64,8	76,7	91,8	102,9	114,0	139,6	150,6
9093	0,08731	40,01028	57,2	65,8	76,6	84,7	92,7	111,2	119,1
9095 U	0,09448	34,78138	50,7	58,6	68,6	76,1	83,5	100,5	107,9
9095	0,07898	43,80968	62,8	72,3	84,3	93,2	102,1	122,5	131,3
9095 E	0,08396	49,60925	67,5	76,4	87,7	96,1	104,4	123,6	131,9
9098	0,06742	32,74545	55,0	66,1	80,2	90,6	101,0	124,9	135,2
9103	0,10543	38,30710	52,5	59,7	68,6	75,3	81,9	97,2	103,8
9103 I	0,10006	35,63498	50,6	58,1	67,6	74,6	81,6	97,7	104,7
9103 X	0,13557	33,64592	44,7	50,2	57,2	62,4	67,6	79,5	84,6
9175	0,06415	43,47829	66,9	78,6	93,3	104,3	115,2	140,3	151,2
9176	0,07770	42,49813	61,8	71,5	83,7	92,7	101,7	122,5	131,4
9177 H	0,05738	52,48546	78,6	91,7	108,2	120,5	132,7	160,8	172,9
9269	0,06167	53,86175	78,2	90,4	105,7	117,1	128,5	154,6	165,9

El proceso de ajuste de los datos a esta distribución, aparece reflejado con más detalle en el ANEXO 5.

4.8.4.3.- PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS

Una de las variables más utilizadas para el cálculo de caudales punta y para la caracterización de la precipitación máxima en cuencas es la precipitación máxima en 24 horas. La PMd sólo considera el intervalo fijo de 7:00 a 7:00, cuando en un mismo día se solapan muchos intervalos de 24 horas. El valor de PM24 refleja de forma más fiel y menos subjetiva el fenómeno del aguacero.

El método para obtener PM24, es aplicar un coeficiente de mayoración a PMd, obtenido a partir de las curvas IDF⁴¹ características de cada estación. Para ello es preciso contar con registros de intensidades máximas, que sólo se encuentran en estaciones de primer orden.

La única serie de intensidades máximas disponibles es la de la estación 9076 situada en el embalse de Ullibarri-Gamboa. Esta serie fue utilizada en su día por el PIPI y no ha sido posible ampliarla. El análisis de este pluviógrafo se extrapola a toda la zona de estudio. La serie de intensidades aparece ordenada cronológicamente en el ANEXO 5.

⁴¹ Curvas de Intensidad Duración Frecuencia

Las cuatro series históricas de intensidades fueron ajustadas a la función de Gumbel, al igual que se hizo con la variable PMd, obteniendo así los valores de intensidad para los distintos períodos de retorno⁴². Una vez validados los resultados con el test de Kolmogorov-Smirnov, los resultados han sido los siguientes:

D	Nº años	Parámetros		Intensidades máximas (mm/h)						
		α	μ	T=5	T=10	T=25	T=50	T=100	T=500	T=1000
1	13	0,245	11,741	17,90	20,91	24,82	27,60	30,55	37,00	39,90
6	13	0,664	3,923	6,22	7,30	8,70	9,80	10,80	13,30	14,35
12	13	0,818	2,749	4,65	5,50	6,70	7,50	8,40	10,30	11,20
24	13	1,292	2,115	3,30	3,90	4,62	5,14	5,70	6,90	7,50

Empleando el método de los mínimos cuadrados, las parejas de valores duración / intensidad (D, I_t) dentro de un mismo período de retorno, se pueden ajustar a una curva del tipo:

$$I_t = I_0 \cdot t^b$$

Los resultados del ajuste de los datos son los siguientes:

T	I ₀	b	r
5	17,271	-0,535	0,99
10	20,247	-0,530	0,99
25	24,141	-0,529	0,99
50	26,837	-0,528	0,91
100	29,562	-0,524	0,99
500	36,191	-0,523	0,99
1.000	38,865	-0,521	0,99

Las curvas IDF ajustadas pueden consultarse en el ANEXO 5.

Los coeficientes mediante los cuales pasamos de PMd a PM24 se obtienen mediante la relación entre PM24 obtenida a partir de la intensidad horaria registrada en las curvas IDF de Ullibarri, con la PMd obtenida en el ajuste de Gumbel para la misma estación meteorológica. Esta operación se realiza, lógicamente, para cada período de retorno.

$$C = \frac{I_1 \cdot 24}{PMd} = \frac{PM24}{PMd}$$

⁴² Nótese, que los términos "período de retorno" y "frecuencia" están íntimamente relacionados, y se usan indistintamente: referirse a un período de retorno de 10 años equivale o mismo que referirse a una frecuencia de 0,1.

T	PM24	PMd	PM24/PMd
5	75,703457	67,403886	1,123
10	90,169563	79,369037	1,136
25	107,85363	94,487037	1,141
50	120,28007	105,70243	1,138
100	134,18821	116,83502	1,149
500	164,80157	142,56072	1,156
1000	178,10654	153,62055	1,159

Los coeficientes así hallados, se aproximan a los recomendados en la monografía nº21 del ICONA⁴³.

A partir de las curvas IDF se obtienen los coeficientes que permiten obtener las intensidades medias de las precipitaciones para cualquier duración a partir de PM24. Esta intensidad multiplicada por su duración nos da la precipitación para esta duración de aguacero (PMx). El coeficiente se obtiene a partir de la expresión:

$$C_x = \frac{PM_x}{PM_{24}} = \frac{I_x \cdot x}{I_{24} \cdot 24}$$

C_x se denomina coeficiente de reducción por duración de la lluvia. Los coeficientes para 6, 12, 18, 32 y 48 horas son los siguientes:

T	Coeficiente de reducción por duración de la lluvia C_x					
	6 horas	18 horas	27 horas	36 horas	45 horas	48 horas
5	0,5249	0,8748	1,0563	1,2075	1,3395	1,3803
10	0,5212	0,8735	1,0569	1,2099	1,3437	1,3851
25	0,5205	0,8733	1,0570	1,2104	1,3446	1,3861
50	0,5198	0,8730	1,0572	1,2109	1,3454	1,3870
100	0,5169	0,8720	1,0577	1,2129	1,3488	1,3909
500	0,5162	0,8718	1,0578	1,2134	1,3497	1,3918
1000	0,5148	0,8713	1,0580	1,2144	1,3513	1,3938
Media	0,5192	0,8728	1,0573	1,2113	1,3461	1,3879

Debido a que dentro de una misma duración, el coeficiente apenas varía para distintos períodos de retorno, se emplea la media de los 7 valores como coeficiente reductor.

⁴³ ELÍAS CASTILLO y BELTRÁN RUÍZ (1979)

4.8.4.4.- INTERPOLACIÓN DEL VALOR PM24

Una vez obtenidos los valores de PM24 para las localizaciones de las estaciones meteorológicas se hace necesario extrapolar los mismos a la totalidad del territorio objeto de análisis. Para ello existe la posibilidad de acudir a diferentes métodos de interpolación, los cuales podrían agruparse en tres grandes categorías: globales, locales y geoestadísticos.

Los métodos de interpolación global emplean la totalidad de la información disponible sobre el área de estudio para obtener una estimación del valor que le correspondería a un determinado punto. Por su parte, los métodos locales restringen el análisis a una pequeña zona más o menos próxima al punto que se desea interpolar. Finalmente, los métodos geoestadísticos incorporan al proceso un análisis previo de la autocorrelación espacial existente entre los valores de partida. Este último tipo de técnicas, a las que se suele referir comúnmente con el apelativo de "*Krigging*", permiten interpolaciones óptimas desde un punto de vista estadístico.⁴⁴

Para este estudio se ha optado por este último método de interpolación. Así, los valores interpolados se obtienen mediante una combinación lineal ponderada de los valores de PM24 en los puntos muestrales. Al presentar la variable PM24 una estructura espacial de correlación es necesario reflejar mediante un semivariograma la estructura y autocorrelación espacial de la variable en estudio. Este análisis es propio de variables regionalizadas⁴⁵.

4.8.4.4.1.- AJUSTE DE SEMIVARIOGRAMAS

El semivariograma representa un gráfico de dispersión y una función matemática que relaciona dos conceptos. Por una parte, en el eje X se representa la distancia (h) entre los distintos puntos muestrales (estaciones meteorológicas) y, por otra, en el eje Y, una medida de la variabilidad, $\gamma(h)$, de la variable (en nuestro caso PM24) en el conjunto de puntos muestrales que están distanciados un valor concreto (h)⁴⁶.

Una vez calculado este semivariograma experimental de la variable a interpolar, es necesario ajustar al mismo una función que exprese, de la forma más fiel, el comportamiento de la misma, lo que llamamos semivariograma teórico. A partir de este último podemos obtener las ponderaciones a utilizar durante el proceso de interpolación.

El modelo de semivariograma empleado es mixto, compuesto de dos partes, conocidas como "*nugget*" y "*spherical*" (en terminología inglesa) que producen resultados satisfactorios para la variable PM24 considerada en el estudio⁴⁷.

Cada modelo define la variabilidad $\gamma(h)$, de acuerdo a una función

⁴⁴ BORROUGH y DONNELL (1998)

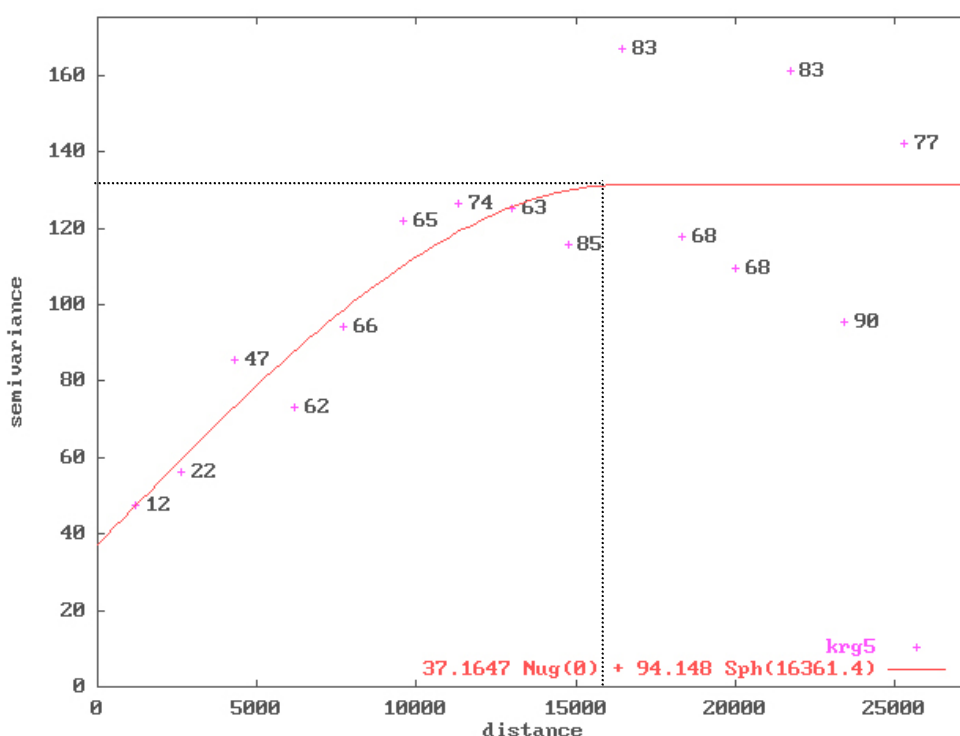
⁴⁵ AYUGA TÉLLEZ et al. (1998)

⁴⁶ BOSQUE (1992); BORROUGH y MC DONNELL (1998)

⁴⁷ DE SANTIAGO y ESCUDERO ACHIAGA (1998)

Modelo	sintaxis	$\gamma(h)$	rango h
Nugget	1 Nug (0)	0 1	$h=0$ $h>0$
Spherical	1 Sph (a)	$\frac{3h}{2a} - \frac{1}{2} \left(\frac{h}{a}\right)^3$ 1	$0 \leq h \leq a$ $h>a$

En nuestro caso, la determinación de los semivariogramas experimental y teórico la hemos abordado mediante el software GSTAT.⁴⁸



Semivariograma de la distribución espacial de la variable PM24 para T=5 años

En un primer análisis del semivariograma, pueden derivarse algunas reflexiones acerca del comportamiento espacial de esta variable. Así, puede apreciarse, si nos ceñimos al semivariograma teórico (mostrado en el gráfico por la función representada en trazo rojo), cómo existe un valor de distancia a partir del cual la semivarianza se estabiliza. Este valor es el que se denomina alcance, o lo que es lo mismo, la distancia a partir de la cual los valores de PM24 empiezan a ser independientes. Se observa asimismo un valor más o menos estable de la semivarianza a partir de la distancia que marca el alcance de nuestra variable. Esta meseta viene a coincidir con el valor de su varianza.

⁴⁸ PEBESMA (1992)

4.8.4.4.2.- MAPAS DE ISOMÁXIMAS

Finalmente, de acuerdo a la función correspondiente al semivariograma teórico se procede a obtener los valores interpolados de PM24 para todo el territorio objeto del estudio. Para ello se emplea un software para el trazado de isolíneas, el cual genera un archivo gráfico de tipo vectorial a partir de las coordenadas de la estación, los valores de PM24 calculados para cada período de retorno, y los parámetros ajustados en cada semivariograma.

Las isomáximas PM24 se han generado a intervalos de 5 mm. El resultado puede verse en el ANEXO 5.

4.8.4.4.3.- CÁLCULO DE PM24 EN SUBCUENCAS E INTERCUENCAS

El cálculo de PM24 se ha llevado a cabo con un SIG; para ello se han seguido los siguientes pasos.

- Se parte del archivo de CAD que contiene las isolíneas trazadas por el software mencionado en el apartado 4.8.4.4.2.
- Con ayuda de un SIG se crea un tema de polígonos a partir del perímetro de la cuenca y las isomáximas PM24. Al polígono limitado entre dos isomáximas sucesivas se le atribuye el valor medio de éstas.
- Se realiza una intersección entre el tema de polígonos generado en el paso anterior con el tema de polígonos formado por de las unidades elementales (subcuencas e intercuencas). El resultado es otro tema de polígonos en el que cada unidad elemental queda subdividida por las isomáximas.
- En cada una de las unidades elementales se pondera el valor de PM24 de cada subpolígono con el valor de sus respectivas superficies, obteniendo de esta manera una media ponderada de PM24 para cada unidad elemental. Véase el ANEXO 5.

4.8.4.5.- DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LOS AGUACEROS

Para cada duración característica se precisa de una distribución de intensidades de precipitación que serán aplicadas en la simulación del modelo hidrológico, es decir: de un yetograma de cálculo.

Para este análisis utilizamos una versión simplificada del método de Huff. Este método, utilizado para el diseño de obras hidráulicas, se fundamenta en el estudio de las bandas pluviográficas. Se resumen a continuación los pasos seguidos para la determinación del yetograma de diseño en cada uno de los grupos de simulación⁴⁹.

- **Identificación de episodios de precipitación.** Se consideran episodios de precipitación independientes aquéllos entre los que media como mínimo, un período de una hora sin llover.

⁴⁹ HUFF (1967); AYUSO et al. (1991)

- **Descarte de chubascos.** No se consideran las precipitaciones con una duración menor a 3 horas.
- **Agrupación por clases de duración.** Los aguaceros se clasifican en 5 clases de duración: de 3 a 5 horas, de 5 a 9, de 9 a 17, de 17 a 25 y de 25 a 48 horas.
- **Separación de intervalos.** Cada aguacero se divide en 5 intervalos de idéntica duración, de forma que en cada uno de ellos viene asignado el porcentaje acumulado de precipitación desde el principio del aguacero.
- **Ordenación de los valores.** Para cada uno de los intervalos se ordenan los valores de porcentaje de menor a mayor y se asigna un valor de frecuencia observada de acuerdo con la conocida fórmula de Weibull.
- **Trazado de Isopletas⁵⁰.** Los valores de frecuencia: 2%, 5%, 10%, 30%, 50%, 80%, 90%, 95% y 98%. Las isopletas de menor frecuencia consideran intervalos de intensidad que se incrementan con en el tiempo de forma que la precipitación se encuentra concentrada a la finalización del aguacero. Todo lo contrario sucede en las isopletas con valores más altos; la intensidad de la precipitación decrece durante el transcurso del aguacero, de forma que la precipitación se concentra al comienzo del mismo.
- **Selección de isopletas.** Para modelizaciones en cuencas se suelen emplear las isopletas del 50%⁵¹. Con esta frecuencia la mayor intensidad ocurre en el intervalo central del yetograma, y la distribución de precipitación es más homogénea que en los casos extremos.

En el ANEXO 5 se muestran los gráficos de isopletas y los valores tabulados de los yetogramas de diseño.

Los yetogramas empleados para la modelización son los siguientes:

Yetograma de diseño para P=50%					
Duración aguacero	Intervalo				
	I	II	III	IV	V
3-5 horas	18,46%	27,70%	28,38%	16,46%	8,99%
5-9 horas	13,85%	23,45%	29,10%	22,82%	10,78%
9-17 horas	15,64%	23,86%	22,41%	22,82%	15,27%
17-25 horas	16,13%	24,41%	24,05%	20,54%	14,87%
25-48 horas	18,61%	22,13%	21,24%	22,39%	15,64%

⁵⁰ Las isopletas son líneas que unen los valores de porcentaje de precipitación acumulada con idéntica frecuencia observada.

⁵¹ VV. AA. (1992)

4.8.5.- PRECIPITACIÓN TOTAL DE LOS AGUACEROS DE CÁLCULO

Se muestran a continuación las tablas con el valor de la precipitación total de los aguaceros de cálculo en cada una de las unidades elementales. El área incluida en las tablas ha sido reducida aplicando el coeficiente reductor por área, referido en el epígrafe. Este coeficiente no ha sido aplicado a las simulaciones del grupo "a" debido a su pequeña extensión. Las unidades en las que se expresa el área son km²

La terminología empleada para identificar la simulación que aparece en los encabezados de las tablas, hace referencia al grupo de simulación seguido del período de retorno para al que se refieren los datos.

Precipitaciones para el grupo de simulación a (mm) D=6 horas								
Unidad	Área	a5	a10	a25	a50	a100	a500	a1000
ZAS1	14,480	36,7	44,2	55,6	62,0	69,1	85,4	92,4
ZAI1	1,083	35,0	40,4	53,2	58,4	66,2	79,0	84,4
ZAS1-1	11,022	36,4	43,8	55,1	61,2	68,2	84,9	91,9
ZAI1-1	0,323	35,0	40,2	53,2	58,4	66,2	79,2	84,6
ZAI2	1,494	34,3	40,2	52,0	58,4	64,2	76,8	82,9
ZAS2	22,395	35,0	41,9	53,2	59,7	66,1	79,6	85,8
ZAS3	39,331	33,4	40,1	50,9	56,7	63,2	75,8	81,6
ZAS4	24,111	32,7	38,8	49,5	55,0	61,0	72,7	78,2
ZAI3	2,281	32,5	37,6	48,0	53,2	59,5	70,9	76,0
ZAS1-2	54,733	36,2	43,2	54,0	60,0	66,6	82,0	88,6
ZAS2-2	37,733	35,4	41,8	52,2	57,9	64,2	78,4	84,5
ZAS5	15,727	33,0	39,1	49,7	55,2	61,5	74,0	79,6
ZASe1	59,796	34,1	40,2	50,5	55,9	61,8	75,2	81,2
ZAS6	7,757	32,2	38,5	48,4	53,7	59,7	72,7	78,5
ZASe1-4	10,824	39,7	46,5	57,1	62,8	69,3	84,0	90,2
ZAI1-4	1,678	37,6	45,0	55,6	61,0	66,5	79,9	85,9
ZAS1-4	35,043	43,8	50,6	62,4	68,4	75,0	91,7	99,0
ZAS2-4	13,663	43,6	50,5	62,0	67,9	74,6	91,0	98,2
ZAS4-4	28,045	42,7	49,9	61,0	67,0	73,8	89,8	96,5
ZAS3-4	10,016	42,0	48,6	59,5	65,4	71,9	87,6	94,1
ZAS5-4	3,538	40,8	47,7	58,6	64,5	70,8	85,5	91,7
ZASe2-4	36,736	39,0	45,7	56,3	62,0	68,5	82,1	88,1
ZAS6-4	34,318	34,4	40,7	50,9	56,3	62,4	74,6	80,2
ZAS7	14,741	30,4	36,1	46,1	51,2	56,7	67,3	72,3
ZAS1-3	20,132	33,4	39,7	50,2	55,6	61,7	75,1	80,9
ZAI1-3	0,945	32,2	37,6	48,0	53,2	58,4	68,9	74,1
ZAS2-3	10,668	32,5	38,1	48,2	53,5	59,5	71,9	77,2
ZAI2-3	4,446	29,9	37,6	47,4	52,7	58,4	68,8	74,0
ZAS3-3	14,994	31,3	37,4	47,1	52,3	58,2	69,8	75,1
ZAI3-3	5,370	29,9	35,0	45,4	50,6	55,8	66,7	71,5

Precipitaciones para el grupo de simulación a (mm) D=6 horas								
Unidad	Área	a5	a10	a25	a50	a100	a500	a1000
ZAS4-3	17,811	30,5	36,1	46,1	51,1	56,6	67,9	73,0
ZAI4-3	0,854	29,9	35,0	45,4	50,6	55,8	66,2	70,7
ZAS5-3	20,844	30,5	36,8	46,4	51,6	57,5	68,9	74,2
ZAI5-3	4,500	29,9	35,0	45,3	49,8	55,5	64,8	69,5
ZAS8	23,441	30,3	35,8	45,4	50,1	55,7	66,7	71,8
ZAS9	17,151	30,1	35,7	45,1	49,7	55,0	67,0	72,1
ZAS10	24,605	29,9	35,2	45,1	49,5	54,9	66,7	71,9
ZAS12	17,624	32,5	38,6	48,8	54,0	60,0	71,9	77,3
ZAS14	19,055	29,9	35,0	44,4	48,1	53,7	65,5	70,6
ZAS11	28,329	29,9	35,0	43,7	48,7	54,0	63,8	68,3
ZAS15	3,985	29,9	35,0	43,2	48,0	53,3	63,2	67,9
ZAS13	9,106	30,3	35,7	45,2	50,1	55,6	65,8	70,5
ZAS16	1,939	29,9	35,0	45,4	49,6	55,3	64,7	69,4
ZAI4	1,122	29,9	36,6	45,5	50,6	56,8	68,4	73,5
ZAS17	7,437	29,9	35,1	45,4	50,0	55,7	66,3	71,3
ZAS18	12,849	30,8	36,6	46,6	51,7	57,2	69,6	75,0
ZAS1-5	7,933	42,8	50,6	61,0	67,1	74,0	90,7	97,2
ZAS2-5	13,666	41,5	48,4	59,6	65,4	72,2	87,6	94,3
ZAS3-5	27,900	40,0	47,2	58,0	63,9	70,8	87,8	94,7
ZAS4-5	26,895	37,3	44,3	54,9	60,5	67,1	84,4	91,4
ZAS5-5	14,166	33,2	39,7	50,0	55,5	61,8	76,4	82,6
ZAI5	1,665	32,4	37,8	48,1	53,3	59,1	73,2	79,1
ZAS1-6	2,661	36,4	43,6	54,3	59,8	66,3	82,8	89,7
ZAS2-6	4,534	36,4	42,8	53,6	59,4	65,6	80,0	86,1
ZAI1-6	4,940	34,1	40,4	50,9	56,5	62,7	79,4	86,2
ZAI6	0,674	32,5	38,4	48,3	53,6	60,5	74,6	80,6
ZAS19	1,298	35,3	41,8	52,2	57,6	64,0	77,7	83,5
ZAI7	5,656	32,4	38,6	48,8	54,0	59,7	73,6	79,3
ZAS20	6,507	29,9	35,9	45,6	50,7	56,3	67,9	73,3
ZAS21	49,074	31,0	36,8	46,8	51,9	57,5	69,0	74,2
ZAS22	38,554	29,5	35,0	44,3	49,0	54,6	66,2	70,8
ZAS23	31,694	27,7	33,2	42,8	47,6	52,8	65,6	67,9
AYS1	38,572	32,8	38,6	48,0	52,9	58,5	71,3	76,6
AYS2	27,088	34,6	40,2	50,1	55,0	60,7	74,0	79,5
AYS3	14,389	32,5	38,4	48,1	53,2	58,6	71,9	77,2
AYS4	14,329	33,3	39,2	49,0	53,9	59,6	73,0	78,5
AYS5	21,360	31,8	37,5	46,4	51,0	56,6	69,4	74,7
AYS6	16,661	29,9	35,0	44,7	49,1	54,5	66,4	70,7
AYI1	3,243	29,9	35,5	45,4	50,6	55,8	67,9	73,2
AYS7	22,916	31,4	37,5	45,9	50,7	56,2	68,9	74,2
AYI2	6,631	29,9	35,0	45,4	50,6	55,8	68,2	73,5
AYS8	20,470	29,9	35,1	45,4	50,6	55,8	68,1	73,4
AYI3	5,655	29,9	35,0	45,4	50,0	55,8	68,2	73,7
AYS9	9,861	29,9	35,0	45,4	50,2	55,8	67,7	73,2
AYI4	0,213	29,9	35,0	45,4	50,1	55,8	68,8	74,0
AYS10	8,763	29,9	35,0	44,4	48,0	53,7	66,7	72,2

Precipitaciones para el grupo de simulación a (mm) D=6 horas								
Unidad	Área	a5	a10	a25	a50	a100	a500	a1000
AYI5	5,241	29,9	35,0	45,4	50,3	55,8	68,8	74,0
AYS11	19,183	29,9	35,0	45,4	50,3	55,8	67,5	73,0
AYI6	5,743	29,9	35,0	43,8	48,1	53,8	67,5	73,1
AYS12	5,531	29,9	35,0	45,0	48,4	55,1	68,0	73,8
AYS13	16,424	27,6	33,6	42,8	48,0	53,2	66,2	69,8
AYS14	29,630	28,0	33,4	42,6	47,3	52,4	65,4	68,0
AYS15	16,118	27,3	32,5	41,0	45,6	50,8	62,8	64,5
TF	3,970	27,3	32,5	41,2	45,7	50,9	63,2	65,1

Precipitaciones para el grupo de simulación b (mm) D=24 horas								
Unidad	Área	b5	b10	b25	b50	b100	b500	b1000
ZAS1	13,423	70,6	85,2	107,1	119,4	133,0	164,5	177,9
ZAS1-1	10,217	70,1	84,4	106,1	117,9	131,3	163,5	177,0
ZAS2	20,760	67,4	80,7	102,5	114,9	127,4	153,4	165,3
ZAS1-2	50,737	69,8	83,2	104,1	115,5	128,3	157,9	170,7
ZAS2-2	34,978	68,2	80,5	100,5	111,5	123,6	151,0	162,8
ZAS3	36,460	64,3	77,3	98,1	109,2	121,8	146,0	157,2
ZAS4	22,351	62,9	74,8	95,4	106,0	117,5	140,1	150,7
ZAS5	14,579	63,5	75,4	95,8	106,4	118,4	142,5	153,3
ZASe1	55,431	65,6	77,4	97,2	107,6	119,1	144,9	156,3
ZAI1	1,004	67,5	77,8	102,5	112,5	127,5	152,2	162,5
ZAI1-1	0,299	67,5	77,5	102,5	112,5	127,5	152,5	162,9
ZAI2	1,385	66,0	77,5	100,2	112,5	123,7	148,0	159,7
ZAI3	2,114	62,5	72,5	92,5	102,5	114,6	136,5	146,4

Precipitaciones para el grupo de simulación c (mm) D=24 horas								
Unidad	Área	c5	c10	c25	c50	c100	c500	c1000
ZAS1-4	33,361	84,3	97,5	120,1	131,7	144,5	176,6	190,7
ZAS2-4	13,007	83,9	97,2	119,4	130,8	143,7	175,3	189,1
ZAS4-4	26,699	82,3	96,2	117,5	129,1	142,1	173,0	185,9
ZAS3-4	9,535	80,8	93,6	114,6	125,9	138,5	168,8	181,3
ZASe1-4	10,304	76,4	89,6	109,9	120,9	133,4	161,8	173,8
ZASe2-4	34,973	75,2	88,0	108,4	119,4	132,0	158,2	169,6
ZAS5-4	3,368	78,6	91,9	112,8	124,2	136,4	164,7	176,7
ZAI1-4	1,597	72,5	86,7	107,0	117,5	128,1	153,9	165,4

Precipitaciones para el grupo de simulación d (mm) D=18 horas								
Unidad	Área	d5	d10	d25	d50	d100	d500	d1000
ZAS1-5	7,8	71,8	84,7	102,2	112,4	124,0	151,9	163,0
ZAS2-5	13,4	69,5	81,1	99,9	109,6	121,0	146,9	158,0
ZAS3-5	17,8	67,1	79,2	97,3	107,1	118,6	147,1	158,7
ZAS4-5	2,2	62,6	74,3	92,0	101,4	112,4	141,4	153,1
ZAS5-5	12,5	55,6	66,5	83,8	93,0	103,5	128,0	138,4

Precipitaciones para el grupo de simulación f (mm) D=27 horas								
Unidad	Área	f5	f10	f25	f50	f100	f500	f1000
AYS1	35,872	67,0	78,8	97,9	107,9	119,4	145,5	156,5
AYS2	25,192	70,7	82,2	102,3	112,3	123,9	151,1	162,3
AYS3	13,382	66,4	78,3	98,2	108,5	119,6	146,7	157,6
AYS4	13,326	68,1	80,0	100,0	110,1	121,6	149,0	160,3
AYS5	19,865	65,0	76,6	94,8	104,2	115,5	141,7	152,5
AYS6	15,495	61,0	71,6	91,2	100,3	111,2	135,6	144,4
AYS7	21,312	64,0	76,5	93,8	103,6	114,7	140,8	151,6
AYS8	19,037	61,0	71,8	92,8	103,2	114,0	139,0	149,9
AYS9	9,171	61,0	71,6	92,8	102,5	114,0	138,2	149,4
AYS10	8,150	61,0	71,6	90,6	98,1	109,6	136,2	147,3
AYS11	17,840	61,0	71,6	92,8	102,7	114,0	137,9	149,0
AYS12	5,144	61,0	71,6	91,8	98,9	112,5	138,9	150,6
AYS13	15,274	56,3	68,7	87,5	98,1	108,7	135,2	142,5
AYS14	27,556	57,1	68,2	87,0	96,6	107,1	133,5	138,9
AYS15	14,990	55,7	66,3	83,7	93,2	103,8	128,2	131,7
AYI1	3,016	61,0	72,5	92,8	103,2	114,0	138,6	149,4
AYI2	6,167	61,0	71,6	92,8	103,2	114,0	139,2	150,1
AYI3	5,259	61,0	71,6	92,8	102,1	114,0	139,3	150,4
AYI4	0,198	61,0	71,6	92,8	102,3	114,0	140,5	151,1
AYI5	4,874	61,0	71,6	92,8	102,6	114,0	140,5	151,1
AYI6	5,341	61,0	71,6	89,5	98,2	109,9	137,8	149,2

Precipitaciones para el grupo de simulación g (mm) D=36 horas								
Unidad	Área	g5	g10	g25	g50	g100	g500	g1000
ZAS1	12,742	85,4	103,1	129,6	144,5	160,9	199,0	215,3
ZAI1	0,953	81,7	94,1	124,0	136,1	154,3	184,2	196,6
ZAS1-1	9,699	84,8	102,1	128,4	142,7	158,9	197,8	214,2
ZAI1-1	0,284	81,7	93,8	124,0	136,1	154,3	184,5	197,1
ZAI2	1,315	79,9	93,8	121,2	136,1	149,7	179,1	193,2
ZAS2	19,708	81,6	97,6	124,0	139,0	154,2	185,6	200,0
ZAS3	34,611	77,8	93,5	118,7	132,1	147,4	176,7	190,2
ZAS4	21,218	76,1	90,5	115,4	128,3	142,2	169,5	182,3
ZAI3	2,007	75,6	87,7	111,9	124,0	138,7	165,2	177,1
ZAS1-2	48,165	84,5	100,7	126,0	139,8	155,2	191,1	206,5
ZAS2-2	33,205	82,5	97,4	121,6	134,9	149,6	182,7	197,0
ZAS5	13,840	76,8	91,2	115,9	128,7	143,3	172,4	185,5
ZASe1	52,620	79,4	93,7	117,6	130,2	144,1	175,3	189,1
ZAS6	6,826	75,1	89,8	112,9	125,2	139,0	169,5	183,0
ZASe1-4	9,525	92,4	108,4	133,0	146,3	161,4	195,8	210,3
ZAI1-4	1,477	87,7	104,9	129,5	142,2	155,0	186,2	200,1
ZAS1-4	30,838	102,0	118,0	145,3	159,4	174,8	213,7	230,7
ZAS2-4	12,023	101,5	117,6	144,5	158,3	173,9	212,1	228,8
ZAS4-4	24,680	99,6	116,4	142,2	156,2	171,9	209,3	224,9
ZAS3-4	8,814	97,8	113,3	138,7	152,3	167,6	204,2	219,4
ZAS5-4	3,113	95,1	111,2	136,5	150,3	165,0	199,3	213,8
ZASe2-4	32,328	91,0	106,5	131,2	144,5	159,7	191,4	205,2
ZAS6-4	30,200	80,2	94,7	118,7	131,3	145,3	173,9	186,8
ZAS7	12,972	70,8	84,1	107,3	119,4	132,3	156,9	168,4
ZAS1-3	17,716	77,8	92,6	116,9	129,6	143,7	175,0	188,5
ZAI1-3	0,832	75,1	87,7	111,9	124,0	136,1	160,6	172,7
ZAS2-3	9,388	75,6	88,7	112,3	124,6	138,7	167,5	179,9
ZAI2-3	3,912	69,6	87,7	110,4	122,8	136,1	160,3	172,4
ZAS3-3	13,195	73,0	87,2	109,9	121,8	135,6	162,7	175,0
ZAI3-3	4,726	69,6	81,7	105,9	118,0	130,1	155,4	166,7
ZAS4-3	15,674	71,1	84,2	107,3	119,2	131,9	158,1	170,1
ZAI4-3	0,752	69,6	81,7	105,9	118,0	130,1	154,3	164,8
ZAS5-3	18,343	71,1	85,7	108,1	120,2	134,1	160,6	172,9
ZAI5-3	3,960	69,6	81,7	105,6	116,2	129,2	151,0	162,0
ZAS8	20,628	70,7	83,5	105,9	116,8	129,7	155,5	167,2
ZAS9	15,093	70,1	83,1	105,0	115,9	128,3	156,2	168,1
ZAS10	21,652	69,6	82,0	105,0	115,3	128,0	155,5	167,6
ZAS12	15,509	75,7	90,0	113,6	126,0	139,8	167,5	180,0
ZAS14	16,768	69,6	81,7	103,5	112,0	125,2	152,7	164,4
ZAS11	24,930	69,6	81,7	101,9	113,5	125,8	148,6	159,2
ZAS15	3,507	69,6	81,7	100,8	111,9	124,1	147,4	158,1
ZAS13	8,013	70,5	83,2	105,4	116,8	129,6	153,3	164,3
ZAS16	1,706	69,6	81,7	105,8	115,6	129,0	150,9	161,7
ZAI4	0,987	69,6	85,2	106,0	118,0	132,4	159,5	171,3
ZAS17	6,545	69,6	81,8	105,9	116,5	129,7	154,5	166,1
ZAS18	11,307	71,8	85,2	108,5	120,5	133,3	162,1	174,7

Precipitaciones para el grupo de simulación g (mm) D=36 horas								
Unidad	Área	g5	g10	g25	g50	g100	g500	g1000
ZAS1-5	6,981	99,8	117,9	142,2	156,3	172,4	211,3	226,6
ZAS2-5	12,026	96,7	112,8	138,9	152,5	168,3	204,2	219,7
ZAS3-5	24,552	93,3	110,1	135,3	149,0	164,9	204,6	220,7
ZAS4-5	23,668	87,0	103,3	128,0	141,1	156,3	196,6	213,0
ZAS5-5	12,466	77,3	92,4	116,5	129,3	144,0	178,0	192,5

Precipitaciones para el grupo de simulación h (mm) D=45 horas								
Unidad	Área	h5	h10	h25	h50	h100	h500	h1000
ZAS1	12,598	95,3	115,0	144,6	161,2	179,6	222,1	240,2
ZAI1	0,942	91,1	105,0	138,4	151,9	172,1	205,5	219,4
ZAS1-1	9,589	94,6	113,9	143,2	159,2	177,3	220,7	239,0
ZAI1-1	0,281	91,1	104,6	138,4	151,9	172,1	205,9	219,9
ZAI2	1,300	89,1	104,6	135,3	151,9	167,0	199,8	215,6
ZAS2	19,484	91,0	108,9	138,4	155,1	172,0	207,1	223,2
ZAS3	34,218	86,8	104,4	132,4	147,4	164,4	197,1	212,2
ZAS4	20,977	84,9	101,0	128,8	143,1	158,6	189,1	203,4
ZAI3	1,984	84,4	97,9	124,9	138,4	154,7	184,3	197,6
ZAS1-2	47,618	94,2	112,3	140,5	155,9	173,2	213,2	230,4
ZAS2-2	32,828	92,1	108,7	135,7	150,5	166,9	203,9	219,8
ZAS5	13,682	85,7	101,8	129,3	143,6	159,8	192,4	207,0
ZASE1	52,023	88,6	104,5	131,2	145,3	160,8	195,6	211,0
ZAS6	6,749	83,8	100,2	126,0	139,7	155,1	189,1	204,1
ZASE1-4	9,417	103,1	121,0	148,4	163,2	180,1	218,4	234,6
ZAI1-4	1,460	97,9	117,0	144,5	158,6	172,9	207,8	223,3
ZAS1-4	30,487	113,8	131,6	162,1	177,8	195,1	238,4	257,4
ZAS2-4	11,887	113,3	131,2	161,2	176,6	194,0	236,7	255,3
ZAS4-4	24,399	111,1	129,9	158,6	174,3	191,8	233,6	251,0
ZAS3-4	8,714	109,1	126,4	154,7	170,0	187,0	227,9	244,8
ZAS5-4	3,078	106,1	124,1	152,3	167,7	184,1	222,3	238,5
ZASE2-4	31,960	101,5	118,8	146,3	161,2	178,2	213,6	229,0
ZAS6-4	29,857	89,5	105,7	132,4	146,5	162,1	194,0	208,4
ZAS7	12,825	79,0	93,8	119,7	133,2	147,6	175,1	187,9
ZAS1-3	17,515	86,8	103,3	130,4	144,6	160,4	195,2	210,3
ZAI1-3	0,822	83,8	97,9	124,9	138,4	151,9	179,1	192,6
ZAS2-3	9,281	84,4	99,0	125,3	139,1	154,7	186,8	200,7
ZAI2-3	3,868	77,6	97,9	123,1	137,0	151,9	178,9	192,4
ZAS3-3	13,045	81,4	97,3	122,6	135,9	151,3	181,6	195,2
ZAI3-3	4,672	77,6	91,1	118,1	131,6	145,1	173,3	186,0
ZAS4-3	15,496	79,4	94,0	119,7	133,0	147,2	176,4	189,8
ZAI4-3	0,743	77,6	91,1	118,1	131,6	145,1	172,1	183,9
ZAS5-3	18,134	79,4	95,6	120,6	134,1	149,6	179,1	192,9
ZAI5-3	3,915	77,6	91,1	117,9	129,6	144,2	168,5	180,8
ZAS8	20,394	78,8	93,2	118,1	130,3	144,7	173,5	186,6
ZAS9	14,921	78,2	92,7	117,2	129,3	143,1	174,3	187,5
ZAS10	21,406	77,6	91,5	117,2	128,7	142,8	173,5	187,0
ZAS12	15,333	84,5	100,4	126,8	140,5	155,9	186,8	200,9
ZAS14	16,578	77,6	91,1	115,4	125,0	139,7	170,4	183,5
ZAS11	24,646	77,6	91,1	113,7	126,6	140,4	165,8	177,7
ZAS15	3,467	77,6	91,1	112,5	124,9	138,5	164,4	176,4
ZAS13	7,922	78,7	92,9	117,6	130,3	144,6	171,0	183,3
ZAS16	1,687	77,6	91,1	118,0	128,9	143,9	168,3	180,4
ZAI4	0,976	77,6	95,0	118,3	131,6	147,7	177,9	191,2
ZAS17	6,470	77,6	91,3	118,1	130,0	144,7	172,4	185,4

Precipitaciones para el grupo de simulación h (mm) D=45 horas								
Unidad	Área	h5	h10	h25	h50	h100	h500	h1000
ZAS18	11,179	80,1	95,0	121,1	134,5	148,8	180,9	194,9
ZAS1-5	6,902	111,4	131,5	158,6	174,4	192,4	235,7	252,9
ZAS2-5	11,889	107,9	125,8	155,0	170,1	187,8	227,9	245,2
ZAS3-5	24,273	104,1	122,9	150,9	166,2	184,0	228,3	246,2
ZAS4-5	23,399	97,1	115,3	142,8	157,4	174,4	219,4	237,6
ZAS5-5	12,324	86,3	103,1	130,0	144,3	160,7	198,6	214,8
ZAI5	1,449	84,2	98,4	125,0	138,6	153,8	190,4	205,6
ZAS1-6	2,315	94,8	113,3	141,1	155,4	172,4	215,2	233,3
ZAS2-6	3,945	94,8	111,4	139,5	154,6	170,5	207,9	223,8
ZAI1-6	4,298	88,6	105,0	132,3	146,9	163,1	206,6	224,1
ZAI6	0,586	84,4	99,9	125,7	139,5	157,4	193,9	209,5
ZAS19	1,129	91,8	108,8	135,7	149,9	166,3	202,0	217,2
ZAI7	4,921	84,2	100,3	126,8	140,4	155,1	191,3	206,1
ZAS20	5,661	77,6	93,3	118,5	131,9	146,3	176,6	190,5
ZAS21	42,694	80,7	95,6	121,6	135,0	149,4	179,4	192,9
ZAS22	33,542	76,7	91,0	115,3	127,3	142,0	172,1	184,1
ZAS23	27,574	72,1	86,4	111,2	123,7	137,2	170,5	176,4

Precipitaciones para el grupo de simulación i (mm) D=48 horas								
Unidad	Área	i5	i10	i25	i50	i100	i500	i1000
ZAS1	12,308	98,1	118,4	148,9	166,0	184,9	228,7	247,3
ZAI1	0,921	93,8	108,1	142,5	156,4	177,2	211,6	225,9
ZAS1-1	9,369	97,4	117,3	147,5	163,9	182,5	227,3	246,0
ZAI1-1	0,275	93,8	107,7	142,5	156,4	177,2	212,0	226,4
ZAI2	1,270	91,7	107,7	139,3	156,4	171,9	205,7	222,0
ZAS2	19,036	93,7	112,2	142,5	159,7	177,1	213,2	229,8
ZAS3	33,431	89,4	107,4	136,4	151,8	169,3	202,9	218,5
ZAS4	20,494	87,4	104,0	132,6	147,3	163,3	194,7	209,5
ZAI3	1,939	86,9	100,8	128,6	142,5	159,3	189,7	203,5
ZAS1-2	46,523	97,0	115,6	144,7	160,5	178,3	219,5	237,3
ZAS2-2	32,073	94,8	111,9	139,7	155,0	171,8	209,9	226,3
ZAS5	13,368	88,3	104,8	133,2	147,9	164,6	198,1	213,1
ZASe1	50,827	91,2	107,6	135,1	149,6	165,5	201,4	217,3
ZAS6	6,593	86,3	103,1	129,7	143,9	159,7	194,7	210,2
ZASe1-4	9,200	106,2	124,5	152,8	168,1	185,4	224,9	241,6
ZAI1-4	1,426	100,8	120,5	148,7	163,3	178,1	213,9	229,9
ZAS1-4	29,787	117,2	135,5	166,9	183,1	200,9	245,5	265,1
ZAS2-4	11,614	116,6	135,1	166,0	181,8	199,7	243,7	262,8
ZAS4-4	23,838	114,4	133,7	163,3	179,4	197,5	240,5	258,4
ZAS3-4	8,514	112,3	130,1	159,3	175,0	192,5	234,6	252,0
ZAS5-4	3,007	109,3	127,7	156,8	172,6	189,6	228,9	245,6
ZASe2-4	31,226	104,5	122,3	150,7	166,0	183,5	219,9	235,7
ZAS6-4	29,170	92,2	108,8	136,4	150,8	166,9	199,7	214,6
ZAS7	12,530	81,3	96,6	123,3	137,2	151,9	180,3	193,5
ZAS1-3	17,112	89,4	106,3	134,3	148,9	165,1	201,0	216,6
ZAI1-3	0,803	86,3	100,8	128,6	142,5	156,4	184,5	198,4
ZAS2-3	9,068	86,9	101,9	129,0	143,2	159,3	192,4	206,7
ZAI2-3	3,779	79,9	100,8	126,8	141,1	156,4	184,2	198,1
ZAS3-3	12,745	83,8	100,2	126,2	140,0	155,8	187,0	201,0
ZAI3-3	4,565	79,9	93,8	121,6	135,5	149,4	178,5	191,5
ZAS4-3	15,139	81,7	96,7	123,3	136,9	151,5	181,7	195,4
ZAI4-3	0,726	79,9	93,8	121,6	135,5	149,4	177,2	189,3
ZAS5-3	17,717	81,7	98,4	124,1	138,0	154,0	184,5	198,6
ZAI5-3	3,825	79,9	93,8	121,3	133,4	148,5	173,5	186,1
ZAS8	19,925	81,2	95,9	121,6	134,1	149,0	178,6	192,1
ZAS9	14,578	80,5	95,5	120,7	133,2	147,3	179,4	193,1
ZAS10	20,914	79,9	94,2	120,7	132,5	147,1	178,6	192,5
ZAS12	14,980	87,0	103,4	130,5	144,7	160,5	192,4	206,8
ZAS14	16,197	79,9	93,8	118,8	128,7	143,9	175,4	188,9
ZAS11	24,080	79,9	93,8	117,0	130,4	144,6	170,7	182,9
ZAS15	3,387	79,9	93,8	115,8	128,6	142,6	169,3	181,7
ZAS13	7,740	81,0	95,6	121,1	134,1	148,9	176,1	188,8
ZAS16	1,648	79,9	93,8	121,5	132,7	148,2	173,3	185,7
ZAI4	0,954	79,9	97,9	121,8	135,5	152,1	183,2	196,8
ZAS17	6,321	79,9	94,0	121,6	133,9	149,0	177,5	190,8

Precipitaciones para el grupo de simulación i (mm) D=48 horas								
Unidad	Área	i5	i10	i25	i50	i100	i500	i1000
ZAS18	10,922	82,4	97,9	124,7	138,4	153,2	186,3	200,7
ZAS1-5	6,743	114,7	135,4	163,3	179,6	198,1	242,7	260,3
ZAS2-5	11,616	111,1	129,5	159,6	175,1	193,3	234,6	252,4
ZAS3-5	23,715	107,2	126,5	155,4	171,1	189,5	235,0	253,5
ZAS4-5	22,861	99,9	118,7	147,1	162,1	179,6	225,9	244,6
ZAS5-5	12,041	88,8	106,2	133,9	148,6	165,4	204,5	221,1
ZAI5	1,415	86,7	101,3	128,7	142,8	158,3	196,0	211,7
ZAS1-6	2,261	97,6	116,6	145,3	160,0	177,5	221,6	240,2
ZAS2-6	3,854	97,6	114,7	143,6	159,2	175,6	214,1	230,5
ZAI1-6	4,199	91,2	108,1	136,2	151,2	167,9	212,7	230,7
ZAI6	0,573	86,9	102,9	129,4	143,6	162,1	199,6	215,7
ZAS19	1,103	94,5	112,0	139,7	154,3	171,2	207,9	223,7
ZAI7	4,808	86,7	103,3	130,5	144,6	159,7	197,0	212,3
ZAS20	5,531	79,9	96,0	122,0	135,8	150,7	181,8	196,1
ZAS21	41,713	83,1	98,4	125,2	139,0	153,9	184,7	198,6
ZAS22	32,771	79,0	93,7	118,7	131,1	146,2	177,2	189,6
ZAS23	26,940	74,2	89,0	114,5	127,3	141,2	175,6	181,7
AYS1	32,786	87,8	103,3	128,4	141,5	156,5	190,8	205,2
AYS2	23,025	92,7	107,7	134,1	147,2	162,5	198,1	212,8
AYS3	12,231	87,0	102,7	128,7	142,3	156,8	192,4	206,7
AYS4	12,180	89,2	104,9	131,1	144,4	159,4	195,4	210,2
AYS5	18,156	85,2	100,5	124,3	136,6	151,5	185,8	200,0
AYS6	14,162	79,9	93,8	119,5	131,5	145,8	177,8	189,3
AYI1	2,757	79,9	95,1	121,6	135,4	149,4	181,8	195,9
AYS7	19,479	84,0	100,4	123,0	135,8	150,4	184,6	198,8
AYI2	5,636	79,9	93,8	121,6	135,4	149,4	182,5	196,8
AYS8	17,400	79,9	94,1	121,6	135,4	149,4	182,2	196,5
AYI3	4,807	79,9	93,8	121,6	133,9	149,4	182,6	197,2
AYS9	8,382	79,9	93,8	121,6	134,4	149,4	181,3	195,9
AYI4	0,181	79,9	93,8	121,6	134,1	149,4	184,2	198,1
AYS10	7,449	79,9	93,8	118,8	128,6	143,7	178,6	193,2
AYI5	4,455	79,9	93,8	121,6	134,6	149,4	184,2	198,1
AYS11	16,306	79,9	93,8	121,6	134,7	149,4	180,8	195,4
AYI6	4,882	79,9	93,8	117,3	128,7	144,1	180,7	195,7
AYS12	4,701	79,9	93,8	120,4	129,7	147,5	182,1	197,5
AYS13	13,960	73,8	90,1	114,7	128,6	142,5	177,2	186,8
AYS14	25,186	74,9	89,4	114,1	126,6	140,4	175,0	182,1
AYS15	13,700	73,0	86,9	109,8	122,2	136,1	168,1	172,6
TF	3,375	73,0	86,9	110,2	122,3	136,2	169,3	174,3

4.8.6.- IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO HIDROLÓGICO

Debido a la enorme cantidad de cálculos que han de realizarse, se impone la solución de emplear un modelo informatizado que simplifique los cálculos. La transformación de los aguaceros de cálculo en hidrogramas de escorrentía, y su evaluación posterior en secciones de control no se puede abordar si no es con un paquete informático, máxime por lo prolijo y extenso de la cuenca en estudio.

4.8.7.- CARACTERÍSTICAS DEL MODELO HEC-1

El modelo HEC-1 está diseñado para simular la escorrentía superficial que resulta de una precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema de componentes interconectados. Cada componente modela un aspecto del proceso lluvia-escorrentía dentro de una subcuenca o subárea; los componentes incluyen la escorrentía superficial de la subárea, los canales y los embalses; cada componente se representa por un conjunto de parámetros que especifica las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen sus procesos físicos. Los resultados finales del proceso de modelación son los hidrogramas de escorrentía directa para varias subáreas y los hidrogramas de caudal en lugares predeterminados de la cuenca.

El componente de escorrentía superficial para una subárea se utiliza para representar el movimiento del agua sobre la superficie del terreno hacia los cauces de ríos y arroyos. La entrada de este componente es un yetograma de precipitación. El exceso de lluvia se calcula restando la infiltración y las pérdidas por detención, con base en una función de infiltración que debe escogerse de varias opciones. Se supone que tanto la lluvia como la infiltración están distribuidas uniformemente en toda la subcuenca. El exceso de lluvia resultante se aplica al método del hidrograma unitario para encontrar el hidrograma de escorrentía a la salida de la subárea. Las opciones del hidrograma unitario incluyen los hidrogramas unitarios de Snyder, Clark, SCS y de onda cinemática.

Un componente de tránsito de caudales se utiliza para representar el movimiento de las ondas de creciente en un canal. La entrada de este componente es el hidrograma de aguas arriba que resulta de las contribuciones individuales o combinadas de la escorrentía de las subáreas, el tránsito de caudales o las derivaciones. Este hidrograma se transita aguas abajo utilizando las características del canal. Las técnicas disponibles para transitar el hidrograma de escorrentía incluyen el método de Muskingum, Muskingum-Cunge, el tránsito de embalse nivelado y el método de la onda cinemática.

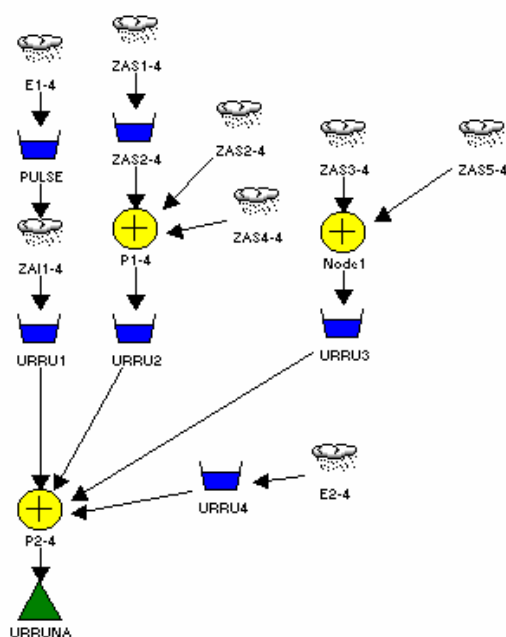
Puede utilizarse una combinación adecuada de los componentes de escorrentía de la subárea y del tránsito de caudales para representar un problema de lluvia-escorrentía y tránsito de un río. La conectividad de los componentes de la red de ríos está implícita en la forma cómo están ordenados los componentes de la información de entrada. La simulación

debe empezar siempre en la parte más alta de la subárea en uno de los brazos de la red de ríos, y prosigue agua abajo hasta alcanzar una confluencia. Antes de simular por debajo de una confluencia, todos los caudales localizados aguas arriba de ésta deben transitarse. Posteriormente los caudales se combinan en la confluencia y este caudal combinado se transita aguas abajo.

El uso de un componente de embalse es similar al del componente de tránsito de caudales. Un componente de embalse representa las características almacenamiento-caudal de salida de un embalse o una estructura retardadora de avenidas. El componente de embalse actúa recibiendo caudales de entrada aguas arriba y transitándolos a través del embalse utilizando métodos de tránsito y almacenamiento. El caudal de salida del embalse es una función única del almacenamiento (o elevación de la superficie de agua) y no depende de los controles localizados aguas abajo. Las características del vertedero son datos de entrada junto con las características de la cresta de la presa para el cálculo de flujo por encima de ésta.

La versión empleada en este trabajo ha sido denominada Visual HEC-1, una versión para entornos Windows® 95 Y Windows® NT del clásico programa de modelización hidrológica HEC-1, creado por el *Army Corps of Engineers* en 1972 y que hace bien poco tiempo solo operaba en entorno MS-DOS. Así todo el proceso de entrada de datos es claro y ordenado, ya que está gestionado mediante la apertura de ventanas. El diseño de la red de drenaje y trayectoria de los flujos es evidente ya que está esquematizado mediante iconos. Se trata, en definitiva, de un programa amigable con menús de ayuda y con una salida gráfica más atractiva e interesante.

La prolija cuenca del río Zadorra que modelizamos queda esquematizada mediante este programa en el ANEXO 7. A modo de ejemplo se incluye aquí el tramo correspondiente al río Santa Engracia hasta el embalse de Urrunaga, en el que aparecen 18 componentes hidrológicas diferentes.



4.8.8.- IMPLEMENTACIÓN AUXILIAR DEL MODELO

4.8.8.1.- SOFTWARE

- Para la digitalización de toda la información gráfica utilizada en este estudio se ha empleado AUTOCAD v.14
- Para el análisis de la imagen satélite LANDSAT TM se ha utilizado ERDAS IMAGINE v.8.3.
- Para la elaboración del modelo digital de elevaciones (TIN y GRID), y el análisis raster para la obtención de los números de curva se ha acudido al paquete ARC/INFO v.7 UNIX y ARC/INFO v.7 para Windows NT.
- Para el cálculo de semivariogramas se ha utilizado GSTAD
- Para el trazado de isomáximas se emplea SURFER v.5
- Para la elaboración de los mapas y gráficos de los Anexos se hace uso de ARC-VIEW v3.2
- Por último el modelo hidrológico informatizado ha sido resuelto mediante VISUAL HEC-1.

4.8.8.2.- HARDWARE

- Los modelos digitales de elevaciones y el análisis raster han sido llevados a cabo en una estación de trabajo Silicon Graphics O2
- El resto del proceso de elaboración del modelo sólo ha requerido de un PC equipado con procesador Intel Pentium II MMX

5.- RESULTADOS

Además de los parámetros de la modelización que aparecen en las tablas del epígrafe 4 de la memoria, se muestran las siguientes tablas resumen de las simulaciones, donde se reflejan los caudales punta en cada una de las secciones de control. En el caso de la presencia de embalses se contemplan las tres situaciones a las que se hizo alusión en el epígrafe 4.6.2.2., es decir:

- **Situación 1, laminación normal:** los caudales máximos evacuados por los embalses de Ullibarri y Urrunaga son de 100 m³/s y 50 m³/s respectivamente, sin que se produzcan daños en su estructura. Las simulaciones ejecutadas contemplando esta situación se identifican por la letra que designa el grupo de simulación seguido del período de retorno.
- **Situación 2, laminación total:** los embalses laminan toda la avenida sin necesidad de evacuar ningún caudal. Se considera una capacidad de almacenamiento ilimitada en base a la cual se puede calcular el incremento de la lámina de agua respecto al valor inicial. Este incremento de cota es el recrecimiento que se debería dar a los aliviaderos de la presa para evitar el vertido libre de la lámina de agua. Las simulaciones ejecutadas contemplando esta situación se identifican por la letra que designa el grupo de simulación seguido del período de retorno y acompañadas de la letra "c".
- **Situación 3, sin laminación:** los embalses carecen de capacidad laminadora de forma que hay un vertido libre de la avenida. Esta situación producirá los valores máximos de los caudales punta de los hidrogramas aguas abajo de los embalses. Las simulaciones ejecutadas contemplando esta situación se identifican por la letra que designa el grupo de simulación seguido del período de retorno y acompañadas de la letra "s".

5.1.- CAUDALES PUNTA

Los caudales punta (m^3/s) simulados en el punto de control de cada grupo de simulación han resultado ser los siguientes:

		Caudales punta (m^3/s)						
Grupo	laminación	T=5	T=10	T=25	T=50	T=100	T=500	T=1000
b	normal	62,96	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
b	total	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
b	sin	63,56	109,40	171,45	217,97	275,45	405,52	467,71
c	normal	41,56	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00
c	total	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
c	sin	41,56	56,52	98,98	125,00	156,08	230,32	265,79
d	-----	17,84	25,65	43,33	58,82	68,45	102,84	119,04
e	-----	28,99	43,13	80,82	103,41	130,05	191,07	210,09
f	-----	83,13	114,05	186,65	229,94	279,30	395,65	440,11
g	normal	224,43	305,43	401,68	452,07	508,66	631,38	680,84
g	total	121,92	63,73	253,78	304,48	361,31	482,65	533,75
g	sin	225,28	306,61	491,87	603,39	726,37	998,21	1113,04
h	normal	288,58	381,62	512,38	576,61	648,08	788,92	836,07
h	total	188,54	244,77	362,48	427,08	498,88	640,60	687,48
h	sin	289,68	384,48	589,35	707,66	837,33	1111,53	1200,49
I	normal	340,47	450,50	476,54	712,17	805,06	1021,44	1139,40
I	total	245,32	315,45	476,54	563,06	656,23	875,56	991,19
i	sin	341,67	452,44	695,07	832,47	975,25	1317,53	1486,77

5.2.- EFECTOS DE LAS AVENIDAS EN LOS EMBALSES

Los incrementos de cota de la lámina de agua en los distintos embalses como consecuencia de los aguaceros sintéticos considerados se concretan a continuación.

En las tablas, Q_e es el caudal máximo de entrada al embalse, Q_s es el caudal punta de salida y ΔH la elevación máxima de la lámina de agua.

Incrementos de cota Embalse de Ullibarri Aguaceros simulados en el Grupo b					
T	Q_e (m ³ /s)	Laminación normal		Laminación total	
		Q_s (m ³ /s)	ΔH (m)	Q_s (m ³ /s)	ΔH (m)
5	63,11	62,96	0,01	1,00	0,27
10	109,39	100,00	0,02	1,00	0,41
25	171,45	100,00	0,20	1,00	0,75
50	217,97	100,00	0,38	1,00	0,98
100	275,45	100,00	0,63	1,00	1,28
500	405,52	100,00	1,27	1,00	1,99
1000	467,70	100,00	1,58	1,00	2,33

Incrementos de cota Embalse de Urrunaga Aguaceros simulados en el Grupo c					
T	Q_e (m ³ /s)	Laminación normal		Laminación total	
		Q_s (m ³ /s)	ΔH (m)	Q_s (m ³ /s)	ΔH (m)
5	41,60	41,56	0,01	1,00	0,29
10	56,52	50,00	0,03	1,00	0,41
25	98,98	50,00	0,22	1,00	0,72
50	125,01	50,00	0,39	1,00	0,92
100	156,08	50,00	0,61	1,00	1,18
500	230,31	50,00	1,23	1,00	1,85
1000	265,79	50,00	1,51	1,00	2,15

Incrementos de cota Embalse de Ullibarri					
Aguaceros simulados en el Grupo g					
T	Q_e (m³/s)	Laminación normal		Laminación total	
		Q_s (m³/s)	ΔH (m)	Q_s (m³/s)	ΔH (m)
5	70,73	70,62	0,01	1,00	0,40
10	99,21	99,06	0,01	1,00	0,58
25	162,49	100,00	0,21	1,00	1,00
50	201,89	100,00	0,43	1,00	1,29
100	245,22	100,00	0,71	1,00	1,63
500	336,85	100,00	1,39	1,00	2,45
1000	382,09	100,00	1,79	1,00	2,83

Incrementos de cota Embalse de Urrunaga					
Aguaceros simulados en el Grupo g					
T	Q_e (m³/s)	Laminación normal		Laminación total	
		Q_s (m³/s)	ΔH (m)	Q_s (m³/s)	ΔH (m)
5	42,30	42,24	0,01	1,00	0,41
10	56,54	56,52	0,01	1,00	0,56
25	92,51	50,00	0,25	1,00	0,93
50	113,42	50,00	0,44	1,00	1,18
100	136,00	50,00	0,68	1,00	1,47
500	188,77	50,00	1,35	1,00	2,20
1000	210,57	50,00	1,66	1,00	2,54

Incrementos de cota Embalse de Ullibarri					
Aguaceros simulados en el Grupo h					
T	Q_e (m³/s)	Laminación normal		Laminación total	
		Q_s (m³/s)	ΔH (m)	Q_s (m³/s)	ΔH (m)
5	71,47	71,36	0,01	1,00	0,50
10	98,05	97,90	0,01	1,00	0,70
25	155,07	100,00	0,22	1,00	1,19
50	189,65	100,00	0,46	1,00	1,52
100	227,55	100,00	0,77	1,00	1,89
500	305,45	100,00	1,53	1,00	2,80
1000	335,69	100,00	1,86	1,00	3,12

Incrementos de cota Embalse de Urrunaga Aguaceros simulados en el Grupo h					
T	Q _e (m ³ /s)	Laminación normal		Laminación total	
		Q _s (m ³ /s)	ΔH (m)	Q _s (m ³ /s)	ΔH (m)
5	43,04	43,03	0,00	1,00	0,50
10	56,56	50,00	0,01	1,00	0,68
25	88,53	50,00	0,27	1,00	1,10
50	106,61	50,00	0,49	1,00	1,38
100	126,22	50,00	0,76	1,00	1,71
500	171,44	50,00	1,48	1,00	2,52
1000	190,03	50,00	1,82	1,00	2,89

Incrementos de cota Embalse de Ullibarri Aguaceros simulados en el Grupo i					
T	Q _e (m ³ /s)	Laminación normal		Laminación total	
		Q _s (m ³ /s)	ΔH (m)	Q _s (m ³ /s)	ΔH (m)
5	69,63	69,53	0,01	1,00	0,51
10	95,56	95,43	0,01	1,00	0,73
25	149,03	100,00	0,20	1,00	1,22
50	181,64	100,00	0,43	1,00	1,55
100	217,10	100,00	0,74	1,00	1,93
500	294,27	100,00	1,54	1,00	2,56
1000	327,08	100,00	1,92	1,00	3,26

Incrementos de cota Embalse de Urrunaga Aguaceros simulados en el Grupo i					
T	Q _e (m ³ /s)	Laminación normal		Laminación total	
		Q _s (m ³ /s)	ΔH (m)	Q _s (m ³ /s)	ΔH (m)
5	42,03	41,97	0,01	1,00	0,52
10	54,95	50,00	0,02	1,00	0,70
25	85,01	50,00	0,26	1,00	1,13
50	102,03	50,00	0,47	1,00	1,41
100	115,84	50,00	0,68	1,00	1,67
500	162,72	50,00	1,46	1,00	2,84
1000	180,10	50,00	1,80	1,00	2,92

5.3.- ANÁLISIS DE CAUDALES PUNTA

Comparando los caudales punta registrados en las secciones de control dentro de cada grupo de simulación, podemos analizar el porcentaje de reducción de dicho caudal por efecto de la laminación,

% Reducción de Q_p en laminación normal vs laminación nula								
grupo	P.C.	T=5	T=10	T=25	T=50	T=100	T=500	T=1000
b	P5	0,94%	8,59%	41,67%	54,12%	63,70%	75,34%	78,62%
c	P2-4	0,10%	11,54%	49,48%	60,00%	67,97%	78,29%	81,19%
g	PT5	0,38%	0,38%	18,34%	25,08%	29,97%	36,75%	38,83%
h	P17	0,38%	0,74%	13,06%	18,52%	22,60%	29,02%	30,36%
i	TF	0,35%	0,43%	31,44%	14,45%	17,45%	22,47%	23,36%

% Reducción de Q_p en laminación total vs laminación nula								
grupo	P.C.	T=5	T=10	T=25	T=50	T=100	T=500	T=1000
b	P5	98,43%	99,09%	99,42%	99,54%	99,64%	99,75%	99,79%
c	P2-4	97,60%	98,23%	98,99%	99,20%	99,36%	99,57%	99,62%
g	PT5	45,88%	79,21%	48,41%	49,54%	50,26%	51,65%	52,05%
h	P17	34,91%	36,34%	38,49%	39,65%	40,42%	42,37%	42,73%
i	TF	28,20%	30,28%	31,44%	32,36%	32,71%	33,55%	33,33%

A la vista de los resultados podemos realizar el siguiente análisis contemplando la peor de las situaciones (T=1000 años):

En las simulaciones en las cuencas de los embalses (b1000 D=24 horas y c1000 D=20 horas) es donde mayor reducción de caudal pico por laminación observamos. Esta laminación es posible soportando los siguientes incrementos de cota de lámina de agua:

- Ullibarri: 1,58 m en laminación normal y 2,33 m en laminación total
- Urrunaga: 1,51 m en laminación normal y 2,15 m en laminación total

En la simulación correspondiente a la totalidad de la cuenca (i1000, duración de 48 horas) se consigue una reducción del caudal del 23,36% en laminación normal y 33,33% en laminación total. Esta laminación es posible cuando en los embalses son soportables los siguientes incrementos de cota de lámina de agua:

- Ullibarri: 1,92 m en laminación normal y 3,26 m en laminación total
- Urrunaga: 1,80 m en laminación normal y 2,92 m en laminación total

5.4.- ANÁLISIS DE LOS HIDROGRAMAS

Puede verse al estudiar los hidrogramas (Anexo 10) como la laminación en los embalses reduce el caudal punta a cambio de prolongar la duración del hidrograma. Esta prolongación se debe a la liberación del caudal almacenado en los embalses.

El caso extremo se recoge en la simulación i1000, en el hidrograma registrado en TF puede comprobarse como el hidrograma tiene una duración de algo más de tres días a mayores respecto a al mismo hidrograma registrado en la simulación i1000s, El caudal registrado durante esos tres días es el descargado en los embalses por almacenamiento. Desde el día 4/0:00 hasta el 6/18:00 se registra la descarga simultanea de Ullibarri y Urrunaga $Q_p=150 \text{ m}^3/\text{s}$. Desde el día 6/18:00 hasta el 7/4:00 se registra el caudal liberado por Urrunaga $Q_p=50 \text{ m}^3/\text{s}$.

La duración de los hidrogramas generados bajo la condición de "laminación total" tienen igual duración que los generados bajo la condición "sin laminación", ya que el aguacero de cálculo diseñado para cada grupo de simulación, tiene una duración tal que en la sección de control llega a registrarse de forma simultanea el caudal generado en la toda la superficie de la cuenca.

5.5.- COMPARACIÓN CON EL PIPI

Si comparamos los caudales punta generados en este estudio con los ofrecidos por el PIPI, podemos comprobar que el presente estudio obtiene unos caudales sensiblemente menores a los de aquel estudio.

Comparando la peor de las situaciones que contempla el PIPI con una precipitación de 44 horas de duración y sección de control en P17, con su homóloga en nuestro estudio que sería la considerada en el grupo h, con una duración de 45 horas y la misma sección de control, vemos que el caudal punta llega a reducirse hasta en un 42,9% con una laminación normal, y un 23% sin considerar el efecto de laminación.

Los porcentajes de reducción figuran en la siguiente tabla.

laminación	T=5	T=10	T=25	T=50	T=100	T=500	T=1000
normal	23,3%	25,1%	18,3%	22,9%	28,6%	33,1%	42,9%
total	49,9%	52,0%	42,2%	42,9%	45,1%	45,6%	53,1%
sin	23,0%	24,6%	6,0%	5,3%	7,8%	5,7%	18,0%

5.6.- LISTADOS DEL MODELO HEC-1

Se incluyen en el ANEXO 11 dos cedés⁵² con los modelos informatizados elaborados y con las salidas ofrecidas por el programa Visual HEC-1. La razón por la que se incluye esta información en soporte informático, es su excesiva extensión, que supondría incrementar este capítulo de resultados en algo más de 3000 páginas.

En el ANEXO 10 se encuentran las tablas con los resúmenes de estos listados.

⁵² Aquellos interesados en trabajar con el modelo informatizado pueden ponerse en contacto con la Unidad Docente de Hidráulica e Hidrología o bien con el autor de este Estudio.

6.- CONCLUSIONES

1. El modelo hidrológico desarrollado en el presente estudio para la estimación de caudales de avenida en la extensa y prolija cuenca del río Zadorra supone un claro avance frente a los estudios hidrológicos previos realizados en la zona, ya que se utilizan las últimas técnicas de modelización existentes (teledetección espacial del terreno para asignar los números de curva, determinación de aguaceros de cálculo aplicando técnicas de geoestadística, uso del hidrograma unitario del Soil Conservation Service, laminación de crecidas en cauces por el método de Muskingum-Cunge, tránsito de avenidas en embalses mediante el método de Puls modificado o uso del paquete informático Graphical HEC-1).
2. El modelo ha posibilitado el cálculo de los incrementos de altura de la lámina de agua en los embalses de la cuenca (Ullibarri y Urrunaga) como consecuencia de las avenidas originadas por aguaceros sintéticos con periodos de retorno prefijados (5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1000 años). Este análisis tiene un gran interés para los gestores de estos embalses que tienen previsto modificar los aliviaderos para poder evacuar un caudal de 100 y 50 m³/s (en Ullibarri y Urrunaga, respectivamente). El resguardo a dejar en el peor de los casos para que estas estructuras no rebosen ante aguaceros con un periodo de recurrencia de 500 años es de 1,54 m en Ullibarri-Gamboa y 1,46 m en la presa de Urrunaga. Estas cifras son perfectamente asumibles por lo que pensamos que el Consorcio de Aguas del Gran Bilbao las tendrá en cuenta a la hora de definir sus curvas de garantía. A su vez, la alternativa de laminación total exigiría recrecer las dos presas: 2,84 metros en Ullibarri y 2,56 metros en Urrunaga.
3. Los efectos de las laminaciones tratadas se traducen en una considerable disminución de los caudales punta de los hidrogramas simulados en las secciones de control. Estas reducciones son superiores al 22% en el caso de una laminación normal y superiores a 33% en el caso de una laminación total.
4. Se han tenido que realizar numerosas modificaciones y ampliaciones al estudio hidrológico previo de la cuenca (del año 1992, englobado en el Plan Integral de Prevención de Inundaciones del Gobierno Vasco). Estas mejoras se refieren fundamentalmente a la laminación por almacenamiento y por tránsito de la onda de avenida en embalses, corrigen el método de estimación de los tiempos de concen-

tración en las subcuencas de los embalses y aplican una nueva metodología a la hora de estimar las pérdidas, implementando la metodología del número de curva con el empleo de técnicas de teledetección y de SIG, que finalmente han redundado en la obtención de unos caudales punta sensiblemente más realistas y atinados que los del estudio de partida.

5. La aplicación del modelo informatizado HEC-1 supone una ayuda irremplazable a la hora de modelizar los procesos de generación de escorrentía, sobre todo cuando se analizan sistemas complejos. A modo de ejemplo sirva el caso más extremo de nuestro estudio (las simulaciones del grupo i) en el que intervienen 175 elementos diferentes (68 subcuencas, 22 intercuencas, 2 embalses, 39 tránsitos de hidrogramas y 44 confluencias). El ahorro de tiempo y la precisión conseguida en los cálculos justifica sobradamente su utilización. La resolución manual del problema es poco menos que imposible.
6. Queremos resaltar la indiscutible utilidad de las técnicas de teledetección espacial para la determinación de los usos del suelo. Esta potente herramienta ha permitido discernir usos del suelo con una resolución y precisión inigualables por los mapas de vegetación elaborados con técnicas clásicas de fotointerpretación. Otra gran ventaja que supone el empleo de estos métodos es la posibilidad de actualizar la información constantemente mediante la adquisición de nuevas imágenes de satélite.
7. El empleo de Sistemas de Información Geográfica (GIS) en tareas de modelización hidrológica resulta de gran ayuda, ya que gestiona la información geográfica disponible de forma rápida y eficaz.
8. La utilización del modelo para otras situaciones en las que intervengan chubascos de distinta duración o intensidad a la propuesta en este trabajo resulta sumamente sencilla merced a la modelización de la cuenca que hemos efectuado. Estas nuevos cálculos y simulaciones serán especialmente interesantes cuando se puedan calibrar los parámetros del modelo de forma más precisa, es decir: cuando se disponga en la cuenca de una extensa red foronómica y pluviométrica que ofrezca bandas pluviográficas e hidrogramas reales. Hasta la fecha, resulta imposible realizar una calibración más rigurosa que la ofrecida en este estudio, pues no existe más que una estación de aforos en la desembocadura del río Zadorra (Estación de Arce, en Miranda de Ebro) y un único pluviógrafo (en la presa de Ullibarri).

9. Los resultados de este estudio tienen aplicación directa en la modelización hidráulica de los tramos conflictivos del río Zadorra y sus afluentes. Esta modelización requiere definir de forma exhaustiva la geometría de los cauces y zonas anexas realizando batimetrías y levantamientos topográficos de detalle. Los resultados de esta futura modelización se plasman en planos de riesgo de inundación, información de gran valor para la correcta ordenación del territorio adyacente a los cauces. Este interesante estudio, lógica continuación del que presentamos, va a ser abordado en breve por el Excelentísimo Ayuntamiento de Vitoria-Gasteiz.

7.- BIBLIOGRAFÍA

- ARMY CORPS OF ENGINEERS (1971) HEC-1 Users Manual
- ARRATE JORRÍN, I. (1994) "Estudio hidrogeológico del acuífero cuaternario de Vitoria-Gasteiz" Tesis doctoral. Universidad del País Vasco. Departamento de Geodinámica. Inédito.
- AYUGA TÉLLEZ, E. et al. (1998) "Técnicas de muestreo en ciencias forestales y ambientales" Ed. Bellisco. Madrid.
- AYUSO, J.L. (1990) "Circulación de flujos" Ed. Servicio de Publicaciones de la Universidad de Córdoba.
- AYUSO, J.L.; MOLINA, A.; ZAPATA, A. (1991) "Análisis de la distribución temporal de la lluvia en una cuenca pequeña de Sierra Nevada" III Simposio sobre el agua en Andalucía. Córdoba.
- BURROUGH, P. y McDONNELL. R. (1988) "Principles of Geographical Information Systems" Ed. Oxford University Press. Oxford.
- CASTILLO, V.M.; MARTÍNEZ MENA, M. y ALBALADEJO J. (1997) "Validez del método del número de curva para el cálculo de caudales de escorrentía en áreas mediterráneas semiáridas" Actas del II Congreso Forestal Español Irati-97, tomo II, pp. 235-240.
- CEBALLOS, L. y RUIZ DE LA TORRE, J. (1979) "Árboles y arbustos" Sección de Publicaciones de la E.T.S.I. de Montes. Madrid.
- CHOW, V.T. (1994) "Hidráulica de canales abiertos" Ed. Mc Graw Hill. Bogotá.
- CHOW, V.T.; MAIDMENT, D.R. y MAYS, L.W. (1994) "Hidrología aplicada" Ed. Mc Graw Hill. Bogotá.
- CHUVIECO, E. (1995) "Fundamentos de teledetección espacial" Ed. Rialp. Madrid.
- DIPUTACION FORAL DE ÁLAVA (1992) "Estudio Hidráulico del Río Zadorra ente la presa de Ullibarri-Gamboa y Crispijana" Servicio de Obras Hidráulicas y Medio Ambiente. Inédito.
- DIPUTACIÓN FORAL DEL ÁLAVA (1993) "Estudio – diagnóstico sobre la situación de las riberas de los cursos de agua en el territorio histórico de Álava" Servicio de Calidad Ambiental. Inédito.
- DURÁN, J.J.; ELÍZAGA, E. y GARZÓN, G. (1985) "Geología y prevención de daños por inundaciones" Ed. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid.

- ✍ ELÍAS CASTILLO, F. y BELTRÁN RUIZ, L. (1979) "Precipitaciones máximas en España. Ed. ICONA. MAPA. Monografía 21. Madrid.
- ✍ FELICÍSIMO, Á. M. (1994) Modelos digitales del terreno: introducción y aplicaciones en las ciencias ambientales. Ed. Pentalfa ediciones. Oviedo.
- ✍ FERRER POLO, J.; ARDILES LÓPEZ, L. (1995) Análisis estadístico de las series anuales de máximas lluvias diarias en España. Ingeniería Civil/95 pp. 87-100.
- ✍ FERRER POLO, J. (1995) "Uso de un SIG en la modelación de precipitaciones máximas: el modelo GISPLU" Ed. CEDEX. Madrid.
- ✍ FISHER, R.A. y TIPPET L.H.C. (1928) "Limiting forms of the frequency distribution of the largest or smallest member of a sample" Proc. Cambridge Phil. Soc., vol. 24, parte II, pp. 180-191
- ✍ FRECHET, M. (1927) "Sur la loi de probabilité de l'écart maximum" Annales de la société Polonaise de Mathématique, vol. 6, pp. 93-116. Cracovia.
- ✍ FERNÁNDEZ YUSTE, A. (2001) "Comunicación personal"
- ✍ GOBIERNO VASCO (1994) "Directrices de Ordenación Territorial de la Comunidad Autónoma del País Vasco" Ed. Departamento de Urbanismo, Vivienda y Medio Ambiente. Vitoria.
- ✍ GÓMEZ OREA, D. (1993) "Ordenación del Territorio" Una aproximación desde el medio físico" Ed. ITGME. Madrid.
- ✍ GUMBEL, E.J. (1941) "The return period of flood flows" The Annals of Mathematical Statistics, vol. 12, nº 2, pp. 163-190.
- ✍ HERAS, R. (1983) "Recursos hidráulicos, Síntesis, metodología y normas" Ed. Coop. Publ. Colegio de Ingenieros de Canales Caminos y Puertos. Madrid.
- ✍ HOGGAN, D.H. (1996) "Computer-Assisted Floodplain Hydrology and Hydraulics" Ed. Mc Graw-Hill. New-York.
- ✍ HUFF, F.A. (1967) "Time distribution of rainfall in heavy storms" Water Resources, Res. (3): 1007-1019.
- ✍ HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER (1990) "HEC-1 User's manual" Ed. U.S. Army Corps of Engineers. Davis CA. (EE.UU.)
- ✍ IÑIGUEZ HERRERO, J. et al. (1980) "Mapa de Suelos de Álava" Ed. Excma. Diputación Provincial de Álava.
- ✍ LINSLEY, R.K. y FRANZINI, J.B. (1984) Ingeniería de los recursos hidráulicos, Ed. Compañía Editorial Continental S.A. México.

- ✍ MARTÍNEZ GOYTREZ, J. et al. (1987) "Avenidas e inundaciones" Ed. Ministerio de Obras Públicas. Madrid.
- ✍ MARTÍNEZ DE AZAGRA, A. y NAVARRO HEVIA, J. (1996) "Hidrología Forestal: el ciclo hidrológico" Ed. Secretariado de Publicaciones. Universidad de Valladolid.
- ✍ MINTEGUI AGUIRRE, J.A. y LÓPEZ UNZU, F. (1990) "La Ordenación Agrohidrológica en la Planificación" Ed. Dpto. de Agricultura y Pesca del Gobierno Vasco. Vitoria.
- ✍ MINTEGUI AGUIRRE, J.A. y ROBREDO SÁNCHEZ, J.C. (1997) "Formulación de modelos para la caracterización de las cuencas hidrográficas objeto de restauración hidrológico-forestal" Actas del II Congreso Forestal Español Irati-97, tomo II, pp. 425-430.
- ✍ M.O.P.U. (1987) "Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales" Ed. M,O,P,U, Madrid,
- ✍ M.O.P.U. (1990) "Instrucción 5,2-IC. Drenaje superficial" Ed. M.O.P.U. Madrid.
- ✍ PEDRAZA GILSANZ, J. et al. (1996) "Geomorfología. Principios, métodos y aplicaciones" Ed. Rueda. Madrid.
- ✍ PEBESMA, E.J. (1997) "GSTAT user's manual" Ed. Netherlands Centre of Geocological Research (ICG). Faculty of Environmental Sciences. University of Amsterdam. The Netherlands.
- ✍ PINILLA RUIZ, C. (1995) "Elementos de teledetección" Ed. RA-MA. Madrid.
- ✍ PIZARRO TAPIA, R, y GARCÍA RODRÍGUEZ, J.L. "Una propuesta para la gestión estratégica de cuencas hidrográficas" Actas del II Congreso Forestal Español Irati-97, tomo II: 503-508,
- ✍ PIZARRO TAPIA, R.; GONZÁLEZ GARCÍA, C. y GARCÍA RODRÍGUEZ J.L. (1997) "Análisis de la influencia de las variables suelo y vegetación en la generación de escorrentías medias anuales en cuencas de la España peninsular" Actas del II Congreso Forestal Español Irati-97, mesa II: 605-610.
- ✍ RUIZ DE LA TORRE, J. (1997) "Influencias hidrológicas del arbolado" Actas del II Congreso Forestal Español Irati-97, mesa II: 569-574.
- ✍ SANTIAGO LÓPEZ DE URALDE, M^a DE; ESCUDERO ACHIAGA, J.C. (1998) "Determinación de procesos erosivos en el territorio histórico de Álava" Centro de Estudios Ambientales del Ayuntamiento de Vitoria-Gasteiz. Inédito.
- ✍ SERRADA HIERRO, R.; MINTEGUI AGUIRRE, J.A.; ROBREDO SÁNCHEZ, J.C. y otros (1997) "Formación de escorrentías con lluvias torrenciales simuladas en parcelas con diferentes cubiertas vegetales y distintas preparaciones del suelo para las repoblaciones forestales" Actas del II Congreso Forestal Español Irati-97, tomo I, pp. 605-610.

- ☞ SHERMAN, L.K. (1932) "Streamflow from rainfall by the unit-graph method" Eng. News Rec., vol. 108, pp. 501-505,
- ☞ VARIOS AUTORES (1992) "Plan Integral de Prevención de Inundaciones" Gobierno Vasco. Vitoria. Inédito.
- ☞ VARIOS AUTORES (1996) "Guía metodológica para estudios del medio Físico" Ed. Ministerio de Medio Ambiente. Madrid.
- ☞ VARIOS AUTORES (1998) "Restauración hidrológico forestal de cuencas y control de la erosión" Ed. TRAGSA, TRAGSATEC, Ministerio de Medio Ambiente y Mundi-Prensa. Madrid.
- ☞ WEIBULL, W.A. (1939) "A statistical theory of the strength of materials" Ingeniors Ventenskaps Akademien (The Royal Swedish Institute for Engineering Research) proceedings nº 51, pp. 5-45